E 1688

ORGAN
AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

R

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

REFERALVA

• C. PÎSLĂRAȘU, V. MUNTEANU : Complexul frigotehnic „Parc Floreasca" București. Patinoar artificial și fabrică de gheață • G. ASANDEI, M. GEORGESCU, C. IANCULESCU, V. IONESCU, I. NEAGU : Executarea, la U.C.M.-Copșa Mică, a unui castel de apă de 300 m^3 capacitate prin liftarea rezervorului concomitent cu glisarea turnului • P. CSONKA – Budapesta : Procedeu simplificat pentru calculul cadrelor etajate la încărcări date de vînt • R. FRIEDRICH : Coeficienți pentru calculul grinzilor continue și al cadrelor cu un nivel • J. RADULESCU : Fixarea termenelor contractuale prin metoda drumului critic la lucrările de reparații capitale și curente în construcții • AL. BUDA, L. SIMON, S. SZABO : Intensificarea procesului de măcinare a cimentului prin adăugarea substanțelor tensioactive superficiale • I. ȘTEFĂNESCU, S. LAZĂR : Folosirea programării dinamice la optimizarea soluțiilor în proiectarea și organizarea lucrărilor (I) • ȘT. MIHĂILESCU : Contribuție la studiul betonierelor cu amestecare forțată • I. BELFERT, I. CEARĂ, M. FLORESCU, M. STOICA : Contribuții la perfecționarea bazelor metodologice de normare tehnică a muncii în construcții • CRONICĂ • DOCUMENTARE

1

1966

EXPORTLEMN

rom pan

blockboards **plywood**

ROMANIAN PRODUCTS

PAL	**– wooden particle boards:**	**three-layered** **multi-layered** **compounded** **veneered (PALEX)**
ROMPAN	**– fibreboards**	**hardboards** **insulation boards**

MELAMINATED AND ENAMELLED BOARDS of different colours and designs

BEECH PLYWOOD – glued with synthetic resin

A great variety of sizes and thicknesses

Excellent quality

OFFERED BY:

ROMANIA
EXPORTLEMN

EXPORTLEMN

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

1
1966

VOLUMUL 18, Nr. 1

IANUARIE 1966

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing, Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateiescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

Pag.

C. PÎSLARAŞU, V. MUNTEANU

Complexul frigotehnic „Parc Floreasca" Bucureşti – Patinoar artificial şi fabrică de gheaţă 1

G. ASANDREI, M. GEORGESCU, C. IANCULESCU, V. IONESCU, I. NEAGU

Executarea, la U.C.M.-Copşa Mică, a unui castel de apă de 300 m³ capacitate prin liftarea rezervorului concomitent cu glisarea turnului 9

P. CSONKA-BUDAPESTA

Procedeu simplificat pentru calculul cadrelor etajate la încărcări date de vînt 17

R. FRIEDRICH

Coeficienţi pentru calculul grinzilor continue şi al cadrelor cu un nivel 21

J. RĂDULESCU

Fixarea termenelor contractuale prin metoda drumului critic la lucrările de reparaţii capitale şi curente în construcţii 27

AL. BUDA, L. SIMON, S. SZABO

Intensificarea procesului de măcinare a cimentului prin adăugarea substanţelor tensioactive superficiale 33

STUDII ŞI CERCETĂRI

I. ŞTEFĂNESCU, S. LAZAR

Folosirea programării dinamice la optimizarea soluţiilor în proiectarea şi organizarea lucrărilor (I) 36

ŞT. MIHĂILESCU

Contribuţii la studiul betonierelor cu amestecare forţată 41

I. BELFERT, I. CEARĂ, M. FLORESCU, M. STOICA

Contribuţii la perfecţionarea bazelor metodologice de normare tehnică a muncii în construcţii 47

CRONICA

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria : Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.74 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P nr. 560/16607/1966

I.P.I. – c. 3007

SUMMARY

C. PISLĂRAŞU and V. MUNTEANU : The complex refrigerating unit „Parc-Floreasca" — Bucureşti. Ice skating rink and ice factory.

In the years 1963—1964 the residential buildings of the „Parc Floreasca" district of Bucarest have been endowed with a complex refrigerating unit the principal parts of which are an iceskating rink and ice factory.

With the object to reduce capital costs and to achieve a high index of utilisation the two utits differing in purpose but operating on similar technological lines have been coupled so that the refrigerating equipment should be used in common.

The paper presents the design and construction system applied for the solution of a number of problems which required a special treatment.

G. ASANDEI, M. GEORGESCU, C. TANCULESCU, V. IONESCU **and I. NEAGU : Construction of a 300 cu. m. water tower at the UC.M. Works with the slip forms of the tower construction.**

A description is given of the experimental construction of a water tower the reservoir of which was cast at ground level and then raised on site concomitently with slip forms of the tower construction.

Based on experimental data, the advantages and drawbacks of the lifting method applied at the Copşa-Mică works are discussed. An analysis is made of the construction system of tower which exhibits special features concerning both the design and the method for raising the forme.

P. CZONCA : Simplified method for calculating the storied frames under wind loads

A simplified method is presented for the calculation of structures in octogonal multi-storied frames, using „the equivalent bonds uniformly distributed on the height of frame", method which transforms the linear equation system of the displacement method in a single differentiated equation. The solution of this equation is also given through a concrete exemple of calculation.

R. Friedrich : Coeficients for the computation of continuous beams and single storey building frames.

The paper deals with the influence coefficients of moments for continuous beams determined by Chuan C. Feng and Richard D. Benten and based on Cross's method. The author applied the formulas to the particular case of continuous beams with three to six unequal spans and arbitrary moments of inertia. The values of the influence coefficients are given in the case of continuous beams with equal spans and constant moment of inertia for various end supports.

It is further shown that the formulas of the influence coefficients for continuous beams may be applied together with other relations prezented in the paper, for the calculation of single-storey building frames even when the beams are at different levels. With the help of these relations balanced moments at the end of the bars may be obtained at both computation stages.

Four numerical examples illustrate the method presented.

J. RĂDULESCU : Fixing the contract terms for general and current repair works in buildings through the critical path method.

The author suggests a method for assessing the normal durations of time in the repair works carried out by the State Building and Repair Enterprises over the lodging buildings in Bucharest ; this method is based on the critical path approach. In fact, the author proposes that the rational duration of time should be estimated on the basis of a sequence of operations studied through the critical path method.

He also shows that calculations have been carried out for a number of actual repair works with the result that the planned durations were shorter than the real ones.

A. BUDA : Intensifying the cement grinding process by the addition of surface active materiale

The paper deals with the effect of surface active materials on the grinding process of cement manufacture. The reduction of the grinding time as a function of the amount of surface active material added was investigated and it was found that a reduction of 10 to 38% could be obtained.

I. ŞTEFĂNESCU AND S. LAZĂR : The dynamic programming as a tool for optimizing the solutions applied in constructional design and work organization.

The report includes a summary of the dynamic programming characterisrics followed by a presentation of the mathematic pattern of problems rised by sequentional decisions for the hypothesis studied for the determinist, discrete, limited horizon case. Algorithms for graphical and analytical solutions are described.

For illustrating purposes, two schematic applications including problems of executional concern, organization of works and material's supply, with numerical data, are presented.

ST. MIHĂILESCU : Contributions to the study of forced mixing action concrete mixers.

The author suggests a straight analytical relation for estimating the mixing force and makes some considerations on the effects

borne by the blade size and angle of setting on the homogeneity of the concrete produced in mixers with upright shaft and a fixed, annular drum.

I. BELFERT, I. CEARĂ, M. FLORESCU, M. STOICA : Contribution to the improvement of methodological bases for the setting of working rates in building.

The tasks of the future development of building production in our country involve an important improvement of the activity in the field of labour organization and setting of working rates. The main direction to be followed is to improve the quality of unified working rates actually applied in building.

The study having the title of the present summary, shows the improvements to be brought to research methods within building sites as well as results that could be obtained in the designing of standards and working rates by mathematical methods.

The improvement of methodes and investigation means and the wide use of mathematical methods for the interpretation of data obtained from the researches on building sites, will allow to define the firm bases of standards and working rates, leading to the progressive saving of working time, to the involvement of technical progress, to the improvement of production and superior organization of labour.

SOMMAIRE

C. PISLARAŞU et V. MUNTEANU : Le Complexe Frigotechnique Parc — Floreasca — Bucarest. Patinoire Artificielle. Fabrique de glase.

Pendant les années 1963—1964, on a réalisé, comme faisant partie de l'ensemble du quartier d'unités d'habitation, un complexe de bàtiments dont les objectifs principaux étaient une patinoire artificielle et une fabrique de glace.

Pour réduire les coûts d'investissement et pour obtenir un indice d'utilisation très élevé, les deux unités, différentes comme destination mais à procédés technologiques partiellement similaires, ont été combinées afin de pouvoir utiliser en commun les installations frigorifiques.

Les auteurs présentent l'étude de conception et le système constructif des deux unités, pour la réalisation desquelles il a fallu avoir recours à de solutions techniques assez peu communes.

G. ASANDEI, M. Georgescu, C. IANCULESCU, V. IONESCU et I. NEAGU : La construction d'un château d'eau à une capacité de 300 m^3 réalisé par liftage du réservoir et glissage simultané de la tour, à Copşa Mică, UCM.

Les auteurs présentent l'éxecution expérimentale d'un château d'eau dont le réservoir — exécuté par coulage au sol — a été levé par poussée, avec glissage simultané de la tour.

Compte tenu des donnés expérimentales obtenues, les auteurs analysent certains aspects présentés par les travaux de levage d'un réservoir, faisant ressortir aussi bien les côtés positifs que ceux nàgatifs.

Ils présentent également le système de levage employé à Copşa Mică, ainsi que le mode d'exécution de la tour, qui présente certaines particularités et notamment en ce qui concerne la constitution de la tour et le mode d'entraînement du coffrage.

P. CZANCA : Procédé simplifié pour le calcul des cadres à plusieurs étages soumis aux charges des vents

On présente une méthode simplifiée pour le calcul des structures dans les cadres octogoneaux à plusieurs étages, utilisant le procédé „des liaisons équivalentes uniformément distributées sur la hauteur du cadre", procédé qui transforme le système des équations linéaires de la méthode des déplacements dans une équation différentielle unique. On donne aussi la solution de cette équation en citant un exemple concret de calcul.

R. FRIEDRICH : Coefficients pour le calcul des poutres continues et des cadres à un seul niveau

En prenant comme point de depart les expressions pour les coefficients d'influence des moments, déterminées pour les poutres continues par Chuan C. Feng et Richard D. Beton, par la méthode Cross, l'auteur applique ces coefficients au cas particulier des poutres continues à 3—6 portées inégales et à moments d'inertie quelconques. Il indiques les valeurs que ces coefficients d'influence peuvement revêtir pour les poutres continues à portées égales et moment d'inertie constant, pour différentes modalités d'appui aux extrémités.

Il est ensuite démontré que les expressions établies pour les coefficients d'influence dans le cas des poutres continues peuvent également être appliquées, avec autres expressions présentées dans l'ouvrage, au calcul des cadres à un seul niveau, même si les règles sont dénivelées. Grâce à ces expressions, on obtient les moments équilibrés aux extrémités des barres, dans les deux étapes du calcul.

Quatre exemples de calcul servent à illustrer le mode d'emploi des coefficients d'influence.

J. RĂDULESCU : Établissement des délais contractuels pour les travaux de réparations capitales et courantes, par la méthode de la voie critique.

L'auteur propose un systéme servant à estimer les durées normales des travaux de réparation exécutées par les Entreprises Rayonales pour Constructions et Réparations en Bâtiment, dans les unités d'habitation situées à Bucarest. La proposition consiste notamment dans le calcul de la durée rationnelle sur la base de l'échelonnement étudié par la méthode de la voie critique.

Il est montré par la suite que de telles opérations de calcul ont été déja effectuées pour plusieurs travaux de réparations avec le résultat que les durées planifiées ont été plus courtes que celles realisées.

AL. BUDA : Intensification du processus de la mouture du ciment par addition de substances tensioactives superficielles.

L'auteur étudie l'intensification du processus de la mouture du ciment par addition de substances tensioactives. La variation du degré de broyage en fonction du temps de broyage a été suivie en particulier ainsi que la réduction du temps de broyage à la suite de l'addition de substances tensioactives et la détermination de la quantité optimale de substances tensioactives.
L'analyse des données obtenues a démontré que l;addition de substances tensioactives réduit le temps de moulure de 10 à 38%.

I. ŞTEFĂNESCU ET S. LAZĂR : La programmation dynamique, employée comme moyen d'optimaliser les solutions apportées aux problèmes d'études de conception et d'organisation des travaux.

Les auteurs font une brève présentation des caractéristiques de la programmation dynamique, en indiquant ensuite le modèle mathématique des problèmes des sequences de décisions dans les hypotheses étudiées pour le cas déterministe, discret et à horizon limité. On présente des algorithmes conduisant à de solutions graphiques ou analqtiques.
A titre d'exemple, on présente deux applications schématiques comprenant des données numériques pour des problèmes d'organisation de l'exécution et d'approvisionnement.

ST. MIHĂILESCU : Contributions à l'étude des bétonnières à malaxage forcé.

L'auteur propose une relation analytique simple pour calculer la force de malaxage et fait quelques considérations au sujet de la manière dont les dimensions et les angles de disposition des palettes agissent sur l'homogénéité du béton préparé dans les bétonnières à l'axe vertical et à tambour fixe de forme annulaire.

I. BELFERT, I. CEARĂ, M. FLORESCO, M. STOICA : Contributions au perfectionnement des bases méthodologiques de la normalisation technique du travail dans les constructions.

Les taĉhes du futur développement de l'industrie des constructions de Roumanie impliquent l'importante amélioration de l'activité du domaine de l'organisation et de la normalisation du travail. La principale direction à suivre est celle de l'amélioration de la qualité des normes unifiées de travail, appliquées actuallement dans les constructions.
L'ouvrage qui porte le titre de ce résumé, montre les modifications devant être apportées aux méthodes d'investigation sur les chantiers, ainsi que les résultats pouvant être obtenus dans la projection des normatifs et des normes de travail par l'introduction des méthodes mathématiques.
Le perfectionnement des méthodes et des moyens de recherche ainsi que l'ample utilisation des méthodes mathématiques d'interprétation des données obtenues à la suite des recherches de chantier, permettront de prêter une base ferme aux normatifs et aux normes de travail et auront pour résultat l' conomie progressive du temps de travail l'introduction du progrès technique, le perfectionnement de la production et le gain du niveau supérieur de l'organisation du travail.

INHALT

C. PISLĂRAŞU u. V. MUNTEANU : Kältetechnischer Komplex Floreasca-Park, Bukarest. Eisfabrik und künstliche Eisbahn

Im Rahmen des Wohnensembles Floreasca-Park wurde in den Jahren 1963—1964 ein Bautenkomplex errichtet dessen Hauptobjektive eine Eisfabrik und eine künstliche Eisbahn sind.
Diese beiden Einheiten, obwohl von verschiedenen Bestimmungen, haben jedoch teilweise ähnliche technologische Vorgänge aufzuweisen ; deshalb wurden sie gekoppelt um einen gemeinsamen Betrieb der kältetechnischen Anlagen zu gewährleisten und also die Wirtschaftlichkeit der Investition zu heben und vorteilhaftere Nutzungsziffern im Betrieb zu erreichen.
Im Artikel werden vorgeführt die Projektierung und beschrieben die baulichen Systeme der beiden Einheiten die jedoch verschiedene technische Lösungen erfordert haben.

G. ASANDEI, M. GEORGESCU, C. IANCULESCU, V. IONESCU u. I. NEAGU : Bau eines 300 m^3 Wasserturmes ; gleichzeitiges Emporheben des Behälters und Errichten des Turmes in Gleitschalung (UCM Copşa Mică).

Es wird beschrieben der experimentelle Bau eines Wasserturmes dessen Behälter an der Erde gegossen und hinterher emporgeschoben wurde gleichzeitig mit dem Bau des eigentlichen Turmes in Gleitschalungen gegossen.
Die Verfasser untersuchen auf Grund von Versuchsdaten einige vorteilhafte und nachteilige Aspekte dieses Verfahrens einen Behälter emporzuheben. Weiterhin wird beschrieben das in Copşa Mică angewandte Emporhebeverfahren sowohl wie der eigentliche Bau des Turmes dessen Querschnittsformgestaltung und Hochziehvorgang einige Eigenartigkeiten aufzuweisen haben.

P. CZONCA : Ein vereinfachtes Verfahren für die Berechnung von mehrgeschössigen Rahmen unter den Angriff der Windlasten

Im Rahmen des Artikels wird vorgeführt ein vereinfachtes Verfahren für die Berechnung von Tragkonstruktionen aus rechtwinkligen mehrgschössigen Rahmen bestehend ; es wird angewandt ein Verfahren mit „gleichwertigen Verbindungen gleichmässing verteilt entlang

der Höhe des Rahmens“ : das System geradlinieger Gleichungen bekannt aus dem Verschiebungsverfahren wird umgebildet und es ergibt sich ein einzige Differentialgleichung. Die Lösung dieser Gleichung wird beschrieben und ein Zahlenbeispiel angegeben.

R. FRIEDRICH : Koeffizienten für Berechnung von Durchlaufträgern und eingeschössigen Rahmen

Den Ausgangspunkt dieses Artikels bilden die Momenten-Einflusskoeffizienten für Durchlaufträger errechnet von Chuan C. Feng und Richard D. Benton auf Grund des Cross-schen Verfahrens. Der Verfasser bearbeitet diese Werte für den besonderen Fall von Durchlaufträgern mit 3 bis 6 ungleichen Spannweiten und beliebigen Trägheitsmomenten. Weiterhin werden angegeben die Einflusskoeffizienten für Durchlaufträger mit gleichwertigen Spannweiten, konstantem Trägheitsmoment und verschiedenartigen Stützbedingungen an beiden Enden.

Es wird hinterher gezeigt wie die Einflusskoeffizienten errechnet für Durchlauträger zusammen mit anderen Gleichungen die ebenfalls im Artikel angegeben werden auch bei der Berechnung von eingeschössigen Rahmentragwerken sogar mit unebenen Riegeln angewandt werden können. Auf diese Weise werden die sich im Gleichgewicht haltenden Momentenwerte an den Stabenden in beiden Rechnungsstufen erhalten.

Vier Rechnungsbeispiele veranschaulichen die Anwendungsweise der Einflusskoeffizienten.

J. RADULESCU — Festsetzen der Vertragstermine für laufende und Generalreparaturen im Bausektor unter Anwendung des kritischen Weges.

Der Aufsatz enthält einen Vorschlag betreffend das Festsetzen von normenmässigen Terminen für die Reparaturen durchgeführt vom I.R.C.R. bei den Bukarester Wohnbauten auf Grund des kritischen Weges. Es wird der Vorschlag gemacht auf Grund des kritischen Weges eine gerechte Arbeitsdauer zu bestimmen unter berücksichtigung der untersuchten Programmierung.

Weiterhin hebt der Verfasser hervor dass ähnliche Rechnungen für eine Reihe Reparaturen durchgeführt wurden ; es folgten daraus kürzere Plantermine als die tatsächlich erreichten.

AL. BUDA : Intensivierung der Mahlvorgänge des Zementes durch Zusatz von oberflächlich spannungsaktiven Substanzen.

Der Verfasser untersucht die Möglichkeiten die Mahlvorgänge des Zementes zu intensivieren durch Zusatz von spannungsaktiven Substanzen. Es wurden beobachtet die Variation des Vermahlungsgrades in Abhängigkeit von der Mahldauer, die Kürzung der Mahldauer infolge eines Zusatzes an spannungsaktiven Substanzen sowhl wie die Festsetzung der günstigsten Dosen von spannungsaktiven Substanzen.

Aus der Untersuchung der oben angegebenen Daten wurde festgesetzt dass die Mahldauer um 10—38% herabgesetzt wird infolge eines Zusatzes an spannungsaktiven Substanzen.

I. ŞTEFĂNESCU u. S. LAZĂR — Anwendung der dynamischen Programmierung beim Optimieren von Projektierungs- und Baustelleneinrichtungsarbeiten

Der Aufsatz enthält eine kurze Darstellung der Eigentümlichkeiten der dynamischen Programmierung ; weiterhin wird beschrieben das mathematische Model für sequenzartige Entscheidungsprobleme, angegeben die Annahmen die bisher untersucht wurden für einen deterministischen, diskreten Fall mit begrenztem Horizont. Es werden vorgeführt die Algorithmen für eine rechnerische sowohl wie für eine zeichnerische Lösung.

Als Beispiel werden vorgeführt zwei schematische Anwendungen mit numerischen Daten entnommen aus Problemen der Baustelleneinrichtung und des Versorgungswesen.

ST. MIHAILESCU — Ein Beitrag zum Studium der Beton-Zwangmischanlagen

Der Verfasser des Artikels schlägt vor eine einfache Gleichung die der rechnerischen Bestimmung der Zwangmischleistung dienen soll ; es folgen einige Betrachtungen betreffend den Einfluss der Ausmasse und der Stellungswinkel der Schaufel auf die Homogenität des Betons bereitet in Betonmischanlagen mit vertikaler Achse und ringförmiger unbeweglicher Trommel.

I. BELFERT, I. CEARĂ, M. FLORESCU u. M. STOICA : Einige Beiträge zur Vervollkommnung der methodologischen Begründung der technischen Normung im Bauwesen

Die Aufgaben der künftigen Entwicklung der Bauproduktion hierzulande erfordern eine wesentliche Besserung der Tätigkeit im Bereiche der Arbeitsnormung und -organisierung. Die Hauptrichtung in der gehandelt werden soll ist die qualitative Besserung der einheitlichen Arbeitsnormen die gegenwärtlich im Bauwesen angewandt werden.

Der Aufsatz ,,Einige Beiträge zur Vervollkommnung der methodologischen Begründung der technischen Normung im Bauwesen“ erörtert die nötigen Verbesserungen der Forschungsverfahren an der Baustelle und führt vor die Ergebnisse die erlangt wurden bei der Ausarbeitung der Normen unter Anwendung der mathematischen Methoden.

Die Vervollkommnung der Forschungsverfahren und -mittel und die verallgemeinerte Anwendung der mathematischen Methoden bei der Bearbeitung der Daten die bei den an der Baustelle durchgeführten Forschungsarbeiten erlangt wurde ermöglichen eine zuverlässige. Begründung der Normativen der Arbeitsnormen sowohl wie eine zunehmende Herabsetzung der Arbeitsdauer in der Forschungstätigkeit.

СОДЕРЖАНИЕ

К. ПЫСЛЫЭРЫШУ и В. МУДТЯНУ: Холодильный комплекс Парк-Флоряска — Бухарест. Искусственный каток и Ледоизготовляющий завод

В пределах жилого микрорайона Парк-Флоряска в 1963—1964 г.г. возведен комплекс работ, главными объектами которого является искусственный каток и ледоизготовляющий завод.

В целях экономии капиталовложений и достижения как можно высшего показателя использования при эксплуатации оба сооружения — различные по назначению но с технологическими процессами частично сходными — сблокированы с тем, чтобы они использовали совместно холодильное оборудование.

В статье описано проектирование и конструктивная схема принятые при решении указанных сооружений, которые потребовали особых технических решений.

Г. АСАНДЕЙ, М. ДЖОРЖЕСКУ, К. ИАНКУЛЕСКУ В. ИОНЕСКУ, И. НЯГУ: Возведение водонапорной башни (ёмкость 300 м³) с поднятием её резервуара одновременно с выполнением башни в скользящей опалубке при заводе металлических конструкций Копша-Микэ.

Описывается экспериментальное возведение водонапорной башни, резервуар которой — изготовленный на площадке — был поднят, воздействуя снизу вверх, одновременно с выполнением башни в скользящей опалубке.

Основываясь на экспериментальных данных авторы анализируют некоторые аспекты как положительные, так и отрицательные. Затем описывают систему поднятия, применённую в г. Копша-Микэ, а также и метод возведения башини, которая имеет некоторые особенности как в отношении её профиля, так и в отношении способа подъёма опалубки.

П. КЗОНКА: Упрощенный способ расчёта многоэтажных рам на ветровые нагрузки.

В статье даётся упрощенный способ для вычисления структур многоэтажных прямоугольных рам, используя для этого метод ,,эквивалентных связей равномерно распределенных по высоте рам'', который превращает систему линейных уравнений по методу перемещений в одно дифференциальное уровнение. Изложено и решение этого уровнения и даётся пример конкретного вычисления.

Р. ФРИДРИХ: Коэффициенты для расчёта неразрезных балок и одноэтажных рам.

В статье автор исходит от формул коэффициентов влияния, относящихся к неразрезным балкам, определённых Чуан Ч. Фенг и Ричард Д. Бентл основываясь на методе Кросса. Автор приводит эти коэффициенты применительно к неразрезным балкам с 3 до 6 неравных пролётов и любыми моментами инерции. Затем приводятся значения этих коэффициентов влияния применительно к неразрезным равнопролётным балкам при постоянном моменте инерции и при различных концевых опорах.

Затем указывается, что уравнения коэффициентов влияния определенные для неразрезных балок, могут вместе с другими формулами, приведенными также в статье, быть использованы и при расчёте одноэтажных рам даже в том случае, когда составляющие их бруски находятся на различных уровнях. Воспользовавшись этими формулами получаются в обоих этапах расчёта уравновешенные концквые моменты брусков.

Четыре примера расчёта иллюстрируют способ использования коэффициентов влияния.

Ж. РЭДУЛЕСКУ: Назначение, с помощью метода критического пути, договорных сроков при плановых и капитальных ремонтных работах.

В статье предлагается определить, основываясь на методе критического пути, нормированное время ремонта жилищ в г. Бухарест, выполняемого Районными строительно-ремонтными предприятиями. Предлагается рассчитать целесообразную продолжительность работ применяя метод критического пути.

Затем указывается, что ряд подобных расчётов уже был произведен при выполнении ремонтных работ, чем были достигнуты запланированные сроки короче осуществлённых.

А. БУДА: Усиливание процесса помогла цемента при помощи поверхностно-актиной добавки.

Автор изучает процесс усиливания попола цемента добавками поверхностно-активных веществ. Следили за изменением степени помола в зависимости от времени помола, снижения времени помола после добвления поверхностно-активных веществ и за оптимальнам количеством этих веществ.

При анализе полученных данных выяснилось, что время помола при такого рода добавках, снижается на 10—38 %.

И. ШТЕФЭНЕСКУ и С. ЛАЗЭР: Применение динамического программирования при оптимизации проектирования и организации работ.

В статье, в кратце, описаны характеристики динамического программирования, а затем указана математическая модель вопросов последовательных решений в различных обследуемых гипотезах при определяющем дискретном и ограничивающем случае. Описаны алгоритмы при графическом и аналитическом решениях

В виде примера приведены два схематических цифровых решений, касающихся организации производства работ и снабжения.

Ш. МИХЭЙЛЕСКУ: К исследованию бетономешалок принудительного действия.

Автор предлагает несложное аналитическое уравнение для расчёта способности перемешиванияи, приводит некоторые соображения относительно влияния, которое имеют размеры и углы установки лопастей на однородность бетона, приготовляемого в бетономешалках вертикальной осью и кольцеобразным барабаном.

И. БЕЛФЕРТ, Л, ЧАРА, М. ФЛОРЕСКУ и М. СТОИКА: Об усовершенствовании основ методики технического нормирования труда в строительстве

Задания по дальнейшему развитию строительства в нашей стране требуют значительного улучшения деятельности в области организации и нормирования труда. Основным направлением, в котором следует действовать является улучшение качества унифицированных норм труда, применяемых в настоящее время в области строительстца.

В статье: ,,Об усовершенствовании основ методики технического нормирования труда в строительстве'' указаны улучшения, которые необходимо внести в методы исследований на строительных площадках и результаты, которые могут быть достигнуты при проектировании норм труда, введением математических методов.

Усовершенствование мэтодов и средств исследования и широкое применение математических методов при обработке данных, полученных в результате исследования на строительных площадках, позволяют серьёзно обосновать нормы труда, приводят к прогрессивной экономии рабочего времени, к внедрению технического прогресса, усовершенствованию производства и к переводу организации труда на более высокую ступень.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

Vedere de ansamblu a patinoarului artificial şi a clădirilor Grupului de automatizări

Complexul frigotehnic „Parc Floreasca" Bucureşti

Patinoar artificial şi fabrică de gheaţă

Ing. C. Pîslăraşu şi ing. V. Munteanu

În cadrul acţiunilor de dotare a oraşului cu baze sportive şi unităţi industriale de deservire a populaţiei, în anii 1963—64, pe baza proiectelor elaborate de către Institutul de Proiectare „Proiect-Bucureşti" *), s-a realizat de către Direcţia Generală Construcţii Montaj — Întreprinderea Construcţii Montaj nr. 1 **) un complex de lucrări în cadrul ansamblului de locuinţe Parc-Floreasca, avînd ca obiective principale un patinoar artificial şi o fabrică de gheaţă.

Pentru economicitatea investiţiei şi realizarea unui indice de utilizare cît mai ridicat în exploatare, aceste două unităţi diferite ca destinaţie, dar care au procese tehnologice parţial similare, au fost cuplate, în scopul folosirii instalaţiilor frigorifice, atît pentru pista de patinaj, cît şi pentru fabrica de gheaţă. În felul acesta, avînd în vedere perioadele în care funcţionează fiecare unitate (patinoarul : noiembrie-aprilie, iar fabrica de gheaţă : aprilie-octombrie), se realizează o utilizare a utilajelor de circa 10—11 luni pe an, restul timpului fiind destinat pentru revizii.

Complexul realizat este compus, ca rezultat al proceselor tehnologice şi funcţionale ale celor două unităţi, din următoarele construcţii (fig. 1) :

— pista patinoarului ;

— fabrica de gheaţă ;

— pavilionul-vestiare ;

— postul de transformare ;

— pavilionul-poartă intrare ;

— casa-pompe ape curate ;

— casa-pompe ape murdare ;

— împrejmuiri, ziduri de sprijin, platforme, drumuri, alei, plantaţii necesitate de amenajarea incintei şi sistematizarea verticală a zonei.

PISTA PATINOARULUI

Deoarece patinoarul artificial Parc-Floreasca are caracterul unei baze sportive de agrement, nefiind destinat pentru competiţii sportive, pista patinoarului s-a prevăzut la dimensiuni sporite faţă de dimensiunile unei piste olimpice (30,00 × 60,00 m) şi anume de 30,00 × 75,00 m, aceasta în scopul măririi posibilităţilor de acces pe pistă a unui număr mai mare de patinatori.

Pista este alcătuită din următoarele părţi (fig. 2) :

— infrastructura ;

---

*) Colectivul de proiectare a fost alcătuit din : şef proiect, tehnologie şi instalaţii frigorifice, ing. V. Munteanu ; arhitectură ; arh. V. Agent ; rezistenţă : ing. C. Pîslăraşu, ing. O. Vorobciuc

**) Colectivul care a condus lucrările de execuţie a fost alcătuit din : ing. I. Badea — şef grup şantiere, ing. I. Alexandrescu — şef şantier

— suprastructura, cuprinzînd şi instalaţia de răcire ;

— canalele frigorifice şi camerele de zăpadă ;

— împrejmuirea ;

— platformele de acces.

Infrastructura pistei patinoarului, ca şi sistemele de fundare ale construcţiilor întregului complex, au necesitat rezolvări tehnice deosebite, datorită naturii terenului pe care a fost amplasată această lucrare. Terenul de fundare a fost alcătuit la suprafaţă dintr-un strat de umplutură neomogenă, în grosime de 3,50—4,50 m, după care urma un strat natural de nisip, continuat cu stratul de nisip-pietriş, caracteristic acestei zone a oraşului Bucureşti. Această stratificaţie s-a datorat faptului că în trecut pe acest teren a fost o carieră de nisip, care după epuizare s-a nivelat parţial cu diverse materiale. O problemă deosebită a constituit-o şi faptul că pînza freatică se afla la cota — 3,50 de la nivelul terenului, deci deasupra cotei superioare a stratului de nisip. Prezenţa pînzei freatice la această cotă a impus stabilirea unei soluţii de fundare, care să elimine lucrul sub nivelul apei subterane şi, în acelaşi timp, să elimine posibilităţile de ascensiune a apei, prin capilaritate, la straturile superioare ale pistei, unde se puteau produce în exploatare fenomene de îngheţ-dezgheţ şi deci de degradare a pistei.

În funcţie de aceşti doi parametri, de natura terenului şi nivelul pînzei freatice, cît şi de condiţiile impuse de suprastructura pistei, care nu permiteau tasări în exploatare, pentru a nu se produce eforturi suplimentare în conductele de răcire şi dereglări în funcţionarea lor, s-a stabilit soluţia de fundare şi alcătuire a infrastructurii pistei, care are următoarea structură (fig. 2) :

— Pe suprafaţa incintei s-a prevăzut o săpătură generală, executată mecanizat, pe o adîncime de 1,70÷2,00 m, cota săpăturii aflîndu-se cu circa 0,50 m deasupra nivelului pînzei freatice. Suprafaţa de fund a săpăturii s-a prevăzut cu pante de 3% de la interior către exterior (sistem coamă) şi s-a compactat prin cilindrare mecanică. Pentru înlăturarea eventualelor ape pluviale, ce ar fi putut pătrunde din exterior, s-au prevăzut drenuri pe conturul pistei, dirijate în exterior către puţuri absorbante.

— Pe suprafaţa de săpătură compactată s-a prevăzut aşternerea unui strat de balast în grosime totală de 1,30—1,70 m, compactat mecanic cu vibrocompresorul cu pneuri, în straturi succesive de 15—30 cm. Pentru ca stratul de balast să-şi poată îndeplini rolul de strat de rupere a capilarităţii a fost necesar să se ia măsuri de eliminare a posibilităţilor de creare a unor zone sau lentile de mase argiloase, care ar fi permis ascensiunea apei freatice prin capilaritate.

Peste stratul de balast s-a executat un strat filtrant cu pietriş sort 7—30 mm, în grosime de 40 cm compactat cu vibrocompresoare şi avînd la partea superioară o pantă de 3,30% spre fabrica de gheaţă, impusă de condiţiile de funcţionare ale conductelor de răcire.

Sistemul de fundare adoptat, care este un sistem de fundare pe perne, realizează condiţiile tehnice impuse de suprastructură şi anume :

— stratul de balast, prin grosimea lui şi prin tehnologia de compactare, devine practic incompresibil, rezistenţele ce se nasc în terenul de fundare fiind reduse (sub 0,5 kgf/cm² $\sigma_\alpha = 0{,}8$ kgf/cm²), iar eventualele mici tasări ale terenului de fundare se vor amortiza în masa stratului de balast, suprafaţa superioară a stratului rămînînd permanent plană ;

— se elimină pericolul de ascensiune a apei din pînza freatică, prin capilaritate.

Soluţia de fundare a fost determinată şi de considerente economice, ea fiind mai avantajoasă decît alte soluţii studiate (sistem de fundare pe puţuri pînă la terenul sănătos şi un planşeu general de beton armat prefabricat rezemat pe puţuri).

Suprastructura pistei a fost alcătuită dintr-o succesiune de straturi, care au trebuit să îndeplinească următoarele funcţiuni :

— Să asigure nedeformabilitatea straturilor şi menţinerea riguroasă a pantei de 3,33%, impusă de procesul tehnologic de răcire a pistei.

— Să asigure izolarea hidrofugă a straturilor superioare şi, în special, a stratului izolant termic, pentru a-şi menţine calităţile izolatoare.

— Să asigure izolarea termică a stratului superior de beton, în care sînt înglobate ţevile de răcire, de straturile inferioare, pentru a reduce, pe de o parte, pierderile de răcire în straturile inferioare, iar pe de altă parte, pentru a împiedica îngheţarea eventualelor ape de infiltraţii sau ascensionale, care ar pătrunde în straturile superioare ale infrastructurii.

— Să permită deplasarea pe orizontală, faţă de straturile inferioare, a stratului superior de beton, care, datorită variaţiilor mari de temperatură la care este expus, este supus unor importante fenomene de dilataţie-contracţie.

Pentru îndeplinirea funcţiunilor mai sus enumerate, suprastructura pistei a avut următoarea alcătuire :

— Peste stratul de pietriş compactat s-a prevăzut un strat de beton simplu de egalizare, de marca B 70, în grosime de 7 cm, cu un factor A/C redus, pentru a împiedica scurgerea laptelui de ciment în pietriş, şi cu o suprafaţă perfect netedă, cu panta de 3,33% riguros respectată (toleranţe maxime de +1% şi —0,5%).

— Pe suprafaţa betonului de egalizare s-a aplicat un strat de izolare hidrofugă alcătuit dintr-un strat de carton asfaltat între două straturi de bitum, peste care s-a montat stratul de izolare termică. Izolarea termică s-a prevăzut din plăci de plută expandată de 8 cm grosime, iar rosturile dintre plăci s-au umplut cu un mastic format din bitum şi granule de plută sfărîmată. Peste stratul de plută s-a executat un alt strat de carton asfaltat între două straturi de bitum, iar pe contur, cu ajutorul petrecerilor lăsate, izolaţia inferioară s-a lipit de izolaţia superioară, izolîndu-se perfect şi total stratul de plută (fig. 3).

— Peste izolaţia hidrofugă de peste stratul de plută s-a prevăzut o şapă de protecţie de 3 cm din beton B 200, care s-a fragmentat în dale de 1,00 × 1,00 m.

— Peste şapa de protecţie s-a prevăzut o placă de rezistenţă de beton dublu armată, de 10 cm grosime, cu beton B 200, care are rolul de a asigura perfecta nedeformabilitate a stratului superior şi care a fost prevăzută, datorită caracterului terenului de fundare, ca o măsură de siguranţă.

— Stratul de lunecare s-a realizat dintr-un strat de nisip, perfect uscat, cu granule 1—3 mm, din care s-au eliminat părţile mai mici sau mai mari prin cernere şi spălare. Peste stratul de nisip perfect nivelat la panta impusă s-au prevăzut dale prefabricate din beton simplu de 30 × 30 × 4 cm, iar rosturile dintre dale s-au umplut cu bitum cald, asigurîndu-se o suprafaţă perfect etanşă, care să nu permită pătrunderea în nisip a laptelui de ciment de la stratul de beton de deasupra, ceea ce ar fi compromis rolul stratului de lunecare din nisip.

— Ultimul strat al pistei s-a prevăzut dintr-un strat de beton armat de 10 cm grosime de marca B 200, în care s-au înglobat registrele de ţevi de răcire (Ø 32 × 3 mm la distanţă de 80 mm) (fig. 4). Pentru a se putea asigura o compactare cît mai bună a acestui strat, care este supus la eforturi importante de contracţie şi dilataţie în timpul exploatării, în scopul reducerii numărului şi dimensiunilor fisurilor din placă, s-au prevăzut următoarele măsuri :

— Placa s-a transformat în zone de 30,00×15,00 m, separate prin rosturi de dilataţie transversale, executate din tablă galvanizată (fig. 5).

— Placa s-a armat dublu cu rețea 6 Ø 8/m la partea inferioară sub țevi și la partea superioară peste țevi.

— Betonul utilizat la executarea plăcii s-a confecționat cu ciment P 300 (cu contracție redusă), cu un dozaj minim de 300 kg ciment la m^3 cu un factor A/C redus, și nu s-au permis adaosuri de clorură de calciu sau plastifianți. Pentru a se realiza un beton cît mai compact, s-a prevăzut folosirea unui agregat cu Ø max. 15 mm, care să se înscrie în limitele de granulozitate pentru betoane B 300, și s-a prevăzut un adaos de 50 kg/m^3 ciment T 40. Betonul s-a compactat prin vibrare cu vibrator cu lance și vibrator cu placă. Pentru impermeabilizare, suprafața betonului s-a drișcuit imediat după turnare, după care s-a tratat timp de 14 zile prin stropire cu apă.

Menționăm că din considerente tehnice de exploatare, în scopul verificării modului de comportare în timp a structurii platformei și a instalației de răcire, pentru a se putea face cu ușurință unele intervenții de reparații, țevile au fost înglobate în prima etapă (primul an de exploatare 1964—65) într-un strat de nisip de 10 cm grosime. În acest sens, s-au luat măsuri de protecție a țevilor de răcire împotriva corodării, prin vopsirea lor cu vopsea antiacidă.

În toamna anului 1965, în luna octombrie (perioadă cu temperatură medie și variații reduse de temperatură), s-a procedat la scoaterea nisipului, curățirea țevilor de vopsea și executarea stratului de beton armat în condițiile arătate anterior.

Pe conturul pistei, pe trei laturi, s-au prevăzut canale vizitabile, în care s-au montat distribuitoarele, colectoarele și conductele de legătură. Canalele s-au realizat din pereți de beton armat, încastrate în pardoseala-radier, care s-a fundat pe o infrastructură similară pistei. Acoperirea canalelor s-a făcut cu panouri de stejar demontabile, pe considerentul că pe ele se poate circula cu patinele. După un an de exploatare, considerăm că soluția adoptată nu a dat rezultatele scontate, panourile suferind modificări mari, datorită regimului variat de umiditate și temperatură. Considerăm o soluție mai bună acoperirea canalelor cu plăci prefabricate din beton armat, prevăzute cu un strat de uzură din asfalt, și, numai în zonele de acces, să se prevadă o podină din panouri de stejar rigidizate la partea inferioară cu elemente metalice care să împiedice deformarea lor.

Platformele de acces la pistă și din fața vestiarelor s-au realizat din calupuri cubice, cu latura de 10 cm, din stejar, tratate cu carbolineum și montate pe un strat de nisip de 10 cm.

Analizînd lucrarea din punct de vedere economic, indicele de cost de revenire al lucrărilor pistei inclusiv al canalelor, fără instalația de răcire, a rezultat de 655 lei/m^2 pistă.

FABRICA DE GHEAȚĂ

Fabrica de gheață este o construcție pe un nivel, avînd dimensiunile în plan de 72,35×15,00 m, compartimentată în trei încăperi : sala mașinilor, sala de fabricație și depozitul de gheață (fig. 6). Din considerente de sistematizare, de tehnologie și de plastică, ea este amplasată în malul fostei gropi Floreasca, fiind practic îngropată pe trei laturi și acoperită pe toată suprafața cu un strat de pămînt de 60 cm, care îndeplinește și rolul de izolant termic al acoperișului-terasă (fig. 7).

Structura de rezistență este alcătuită dintr-un sistem mixt de cadre-diafragme de beton armat și un zid de sprijin încadrat în ansamblul structurii, care au trebuit să preia, atît sarcinile verticale, cît și pe cele rezultate din împingerea pămîntului.

Fundarea construcției, datorită naturii terenului descris anterior (umplutură neomogenă de circa 4,50 m), s-a realizat cu puțuri izolate, deschise, de beton simplu și cuzineți din beton armat la partea superioară, pentru toate elementele verticale, legate între ele cu centuri din beton armat, pentru a se asigura conlucrarea lor în plan orizontal la eforturile de împingere a pămîntului. Pentru a se asigura conlucrarea mai bună, în plan orizontal, a tuturor elementelor construcției, la partea inferioară, stratul suport al pardoselii s-a prevăzut dintr-o placă de beton armat de 15 cm grosime, legată cu mustăți de diafragme, îndeplinind un rol de șaibă.

La alcătuirea structurii de rezistență s-a ținut seamă de suprapunerea celor două eforturi la care este solicitată construcția : sarcinile gravitaționale și împingerea pămîntului. Din studiile comparative făcute, a rezultat ca optimă soluția de utilizare a pereților ce compartimentează fabrica ca elemente de rezistență — diafragme — care au putut prelua în bune condiții sarcinile din împingere orizontală. În consecință, structura de rezistență a fost proiectată din cadre de beton armat, care au preluat sarcinile gravitaționale, iar preluarea sarcinilor orizontale s-a făcut în principal prin zidul de sprijin și diafragmele transversale din beton armat. Peretele fabricii de gheață dinspre uzinele „Automatica", fiind solicitat pe toată înălțimea lui la împingerea pămîntului, s-a proiectat dintr-un perete de beton armat de 50 cm grosime, cu rezemare la partea inferioară pe o centură-cuzinet, ce transmite sarcinile la puțurile respective, iar la partea superioară pe planșeul de beton armat alcătuit din placă și grinzile de cadru. Zidul de sprijin s-a considerat în consecință rezemînd pe cele două laturi (sus și jos), cu gradul respectiv de încastrare.

Împingerile orizontale s-au prevăzut a fi preluate astfel :

Împingerile la partea inferioară, care au rezultat de 9 500 kgf/m, au fost preluate de cele două rînduri de puțuri legate între ele cu centuri, astfel ca rezistența forțelor verticale și orizontale să se păstreze în treimea mijlocie și de către pereții-diafragmă, la care împingerile s-au transmis prin placa suport a pardoselii.

La partea superioară, împingerile au fost preluate de planșeul superior, care le-a transmis, lucrînd ca o grindă-beton orizontală, la diafragmele transversale din beton armat, neluîndu-se în considerație aportul stîlpilor de cadru, a căror rigiditate este neglijabilă comparativ cu cea a diafragmelor. Pentru a împiedica deplasarea diafragmelor transversale, solicitate la eforturi orizontale importante prin rotirea puțurilor, ele au fost fundate pe fundații continue.

Soluția adoptată a condus la importante economii de oțel-beton, față de soluția cu cadre în totalitate.

Din elementele care s-au realizat la această construcție, menționăm soluția de pardoseală din depozitul de gheață, la alcătuirea căreia s-a ținut seamă de efectul de îngheț, ce se transmite sub pardoseală, și care a fost izolată în consecință (fig. 8).

Vestiarele patinoarului artificial s-au realizat într-o structură în cadre de beton armat, fundate tot pe puțuri deschise, legată de construcția fabricii de gheață. La această construcție menționăm modul de realizare a pardoselii, ținînd seamă de specificul încăperii (se circulă cu patine), care s-a alcătuit din calupuri de stejar de 10×10 cm tratate cu carbolineum, montate pe o placă de beton slab armat de 10 cm, sub care s-a prevăzut un strat de nisip de 10 cm. Rosturile și fixarea cablurilor de placă s-au făcut cu bitum.

Dintre lucrările anexe, menționăm pavilionul-poartă de intrare, care, din considerente de plastică, s-a realizat din patru stîlpi ciupercă de formă hexagonală, și casa-pompe de ape murdare, la realizarea căreia s-au utilizat cu succes ziduri de sprijin prefabricate.

INSTALAȚII TEHNOLOGICE ȘI FRIGORIFICE

Pentru realizarea unui indice de utilizare cît mai ridicat, instalațiile frigorifice servesc atît pista de patinaj, cît și fabrica de gheață-blocuri. Perioada de utilizare a utilajelor frigorifice reprezintă astfel circa 10—11 luni pe an, restul timpului fiind rezervat pentru revizii.

Instalaţia realizată este o instalaţie cu compresoare de amoniac şi cu circulaţie forţată a amoniacului prin pompe. Ea prezintă un caracter de noutate, atît prin cuplarea pentru prima dată a unei fabrici de gheaţă cu o pistă de patinaj, cît şi prin faptul că, pentru prima oară, evaporatoarele unei fabrici de gheaţă sînt alimentate cu amoniac prin pompe (fig. 9).

Centrala frigorifică cuprinde utilajele producătoare de frig, de folosinţă comună : un separator central de lichid-recipient de detentă, orizontal, cu volum de 12 m^3, patru compresoare cu cilindru în V şi capacitate de 200 000 kcal/h normale, împreună cu electromotoarele de antrenare şi separatoarele de ulei, un condensator multitubular orizontal, pompe de amoniac lichid, ventile de reglaj etc.

Organul central al instalaţiei este separatorul de lichid, care este pe jumătate plin cu amoniac lichid. Din acesta, amoniacul este aspirat de pompe şi trimis la evaporatorul-utilizator de frig : pista de patinaj, evaporatoarele din bazinele producătoare de gheaţă sau serpentinele din depozitul de gheaţă. Ca la orice instalaţie cu pompe de recirculare, amoniacul se evaporă parţial în evaporatoare şi se întoarce sub formă de amestec de lichid şi vapori în separator, de unde vaporii sînt aspiraţi de compresoare, pentru a urma procesul normal de lichefiere în condensator. Amoniacul lichid, condensat la înaltă presiune în condensator, trece prin ventile de reglaj (reducere de presiune) şi intră destins în separatorul de lichid, pentru a reîncepe circuitul.

Condensatorul principal este montat în serie, cu un condensator de acelaşi tip constructiv, dar cu o suprafaţă de schimb de căldură mult mai mică. Prin acest aparat nu trece decît o parte din vaporii de amoniac, iar în interiorul lui se petrece numai o primă etapă de răcire a vaporilor, fără să se ajungă pînă la condensare. Apa de răcire a acestui recuperator de căldură, încălzită prin preluare de căldură de la vaporii fierbinţi, serveşte în timpul verii la dezlipirea blocurilor de gheaţă din formele metalice.

Separatorul de lichid, îmbrăcat, din cauza temperaturii scăzute de —10° la —13° a amoniacului din interior, cu o izolaţie puternică de plăci de plută, şi pompele de amoniac lichid se găsesc amplasate într-o cuvă-subsol, aşezată în mijlocul sălii maşinilor, cu 3,5 m sub nivelul acesteia, pentru a permite scurgerea liberă a amoniacului şi uleiului în separator.

Pista de patinaj are dimensiuni de 75×30 m şi este împrejmuită cu o balustradă metalică, în care sînt practicate cîteva goluri pentru accesul patinatorilor pe pistă.

Instalaţia de răcire a pistei constă din 940 bastoane din ţeavă de oţel Ø 32×3 mm, montate paralel cu latura mică a pistei (bastoanele totalizează circa 29 km ţeavă). Bastoanele de ţeavă sînt grupate în 10 panouri (registre) de cîte 7,5 m, prevăzute fiecare cu cîte un distribuitor de amoniac lichid şi cu un colector pentru amestec de lichid şi vapori. Fiecare registru poate fi complet separat prin ventile de închidere ; în felul acesta pista poate fi utilizată şi parţial cu un număr mai mic de panouri. Pentru a da posibilitatea de scurgere comodă a uleiului din ţevile pistei, acestea sînt montate într-o pantă uşoară, spre colectoarele de aspiraţie. De asemenea ţevile de retur (aspiraţie), de la colectoare pînă la separatorul de lichid, sînt montate în pantă, din acelaşi motiv.

Pista este înconjurată pe trei laturi cu canale vizitabile, în care sînt montate distribuitoarele, colectoarele şi conductele de legătură.

Fabrica de gheaţă a fost dimensionată astfel încît să utilizeze complet toată capacitatea frigorifică a centralei frigorifice montate.

Capacitatea de producţie maximă este de circa 120 t în 24 h, ceea ce reprezintă 4 800 blocuri de cîte 25 kg. Această producţie se realizează cu ajutorul a două linii de fabricaţie identice, montate în paralel, de un tip normalizat aflat în fabricaţie curentă, avînd fiecare o capacitate de producţie de 50 t/24 h. Sporul de producţie pînă la 60 t/24 h pe bazin se obţine prin introducerea în forme a apei pentru îngheţare răcită în prealabil pînă la +2°, în loc de a o introduce direct de la reţea cu +18° la +21°, cum se procedează normal.

Gheaţa se fabrică în felul următor : în formele (cupe) de tablă se toarnă cu ajutorul unui umplutor (dozator) apa de îngheţat, fie direct de la reţea, fie în prealabil prerăcită.

Formele pline cu apă sînt scufundate în bazinul de fabricaţie plin cu saramură (soluţie de clorură de calciu) rece de la —7° la —9°C, în care stau pînă ce apa se răceşte şi îngheaţă complet. Formele îngheţate se introduc apoi într-un bazin cu apă caldă, unde blocurile se dezlipesc din formele de tablă. Blocurile astfel dezlipite se răstoarnă pe o masă înclinată, de unde sînt dirijate în depozitul de gheaţă alăturat.

Manipularea formelor goale şi pline se face cu ajutorul unei grinzi rulante, care se deplasează deasupra bazinului în sens longitudinal. Formele sînt fixate cîte 22 într-o ramă (jug), prin intermediul cărora sînt manipulate de grinda rulantă.

Răcirea saramurii din bazin se face cu evaporatoare tip serpentină, montate într-un compartiment special al bazinului. În interiorul evaporatoarelor, se evaporă amoniacul trimis cu ajutorul pompelor : saramura din bazin este recirculată în jurul evaporatoarelor cu ajutorul unor agitatoare verticale, pentru ca, printr-o viteză convenabilă a saramurii la suprafaţa exterioară a ţevilor evaporatorului, să activeze schimbul de căldură dintre amoniac şi saramură.

În continuarea sălii de fabricaţie s-a construit un depozit de gheaţă, izolat termic şi prevăzut cu instalaţii de răcire, în vederea menţinerii unei temperaturi de păstrare între —3° şi —5°C. Instalaţiile de răcire constau în serpentine evaporatoare montate sub plafon şi alimentate cu amoniac din circuitul general al pompelor.

Circuitul pompelor este astfel conceput, încît pentru fiecare bazin să lucreze o pompă, iar prerăcitorul de apă şi serpentinele din depozit să fie alimentate de oricare dintre pompe.

Problema foarte dificilă a alimentării condensatorului frigorific, cu debitul de peste 100 m^3/h de apă de răcire, a fost soluţionată prin folosirea apei din lacul Floreasca, apă care după utilizare este retrimisă în lac.

*

Instalaţiile realizate sînt de concepţie şi execuţie integral indigenă. Proiectul a fost întocmit de „Proiect-Bucureşti“, utilajele confecţionate de TEHNOFRIG-Cluj şi FRIGOTEHNICA-Bucureşti, iar montajul a fost făcut de FRIGOTEHNICA.

Executarea, la U.C.M. — Copşa Mică, a unui castel de apă de $300\ m^3$ capacitate prin liftarea rezervorului concomitent cu glisarea turnului*)

Ing. G. Asandei, ing. M. Georgescu, ing. C. Ianculescu, ing. V. Ionescu,
ing. I. Neagu **)
D.G.C.M.U.C.R. — M.I.Ch.

3868 di 11/66
EFORDITVAL

Ritmul intens de industrializare a ţării precum şi dezvoltarea centrelor urbane duc la o mărire considerabilă a consumului de apă şi, în consecinţă, la necesitatea construirii a numeroase castele de apă.

Prin caracteristicile funcţionale şi prin înălţimea lor dominantă castelele de apă constituie construcţii ce ridică multe probleme, atît inginerului, cît şi arhitectului.

Literatura de specialitate prezintă o gamă diversă de soluţionări, multe reprezentînd culmi ale gîndirii şi curajului ingineresc.

După studii şi experimentări laborioase, se pare că în prezent există un curent de opinie în favoarea formei tip „ciupercă" (cu rezervor tronconic şi turn de rezemare cilindric), tot mai des utilizată în toate ţările şi care răspunde în cea mai mare măsură, atît din punct de vedere economic, cît şi arhitectural.

Nu acelaşi lucru se poate spune şi despre modul de realizare a acestei soluţii, care este încă foarte disputat, datorită concepţiei diferite de realizare a rezervorului.

Executarea clasică a acestor tipuri de castele constă în realizarea iniţială a turnului, în ultima perioadă folosindu-se, în acest scop, cofrajele glisante, după care se toarnă la poziţie rezervorul.

După cum s-a constatat însă, executarea la înălţime mare a unei cuve de beton este strîns legată de o serie de dificultăţi, care afectează în primul rînd calitatea şi durata de execuţie.

De aceea, ideea realizării cuvei la sol a apărut logic ca fiind singura soluţie ce elimină în cea mai mare parte aceste neajunsuri, înscriindu-se pe linia folosirii elementelor preturnate foarte grele.

Executarea rezervorului la sol prezintă faţă de execuţia la înălţime următoarele avantaje esenţiale :

- condiţii practice de realizare a unei calităţi deosebite ;
- consum redus de material lemnos necesar eşafodajului ;
- consum redus de manoperă ;
- durată de execuţie redusă şi condiţii de muncă mai uşoare ;
- posibilităţi practice de folosire a cofrajelor de inventar.

Executarea la sol a rezervorului sau a unei părţi din acesta necesită un sistem oarecare de ridicare.

În principiu există două posibilităţi de ridicare :

- sistemul de ridicare prin tragere, care presupune executarea prealabilă a turnului, folosit ca element de susţinere a dispozitivelor de tragere ;
- sistemul de ridicare prin împingere, la care turnul se execută concomitent cu ridicarea.

Ambele sisteme prezintă avantaje şi dezavantaje.

Sistemul de ridicare prin tragere prezintă avantajul realizării celor două elemente ale castelului (turnul şi rezervorul) în mod independent unul faţă de celălalt, fapt ce se traduce prin folosirea unor utilaje relativ mai simple ; în schimb, nu permite realizarea integrală a rezervorului (inclusiv proba hidraulică şi instalaţiile), iar realizarea legăturii rezervorului cu turnul comportă unele discuţii.

În acest articol se prezintă executarea experimentală a unui castel de apă al cărui rezervor turnat la sol a fost ridicat prin împingere, concomitent cu glisarea turnului ***)

Castelul (fig. 1) are următoarele caracteristici geometrice :

- turnul de secţiune circulară cu diametru mediu de 4,44 m este alcătuit din şase stîlpi de 50 × 65 cm (dispuşi cu latura mare pe direcţia razei) legaţi cu o coajă de beton de 20 cm grosime ;
- rezervorul (format din două compartimente de $224\ m^3$, şi respectiv de $76\ m^3$) are forma unui trunchi de con răsturnat cu dimensiunile următoare : diametrul superior 12,00 m, diametrul inferior 4,44 m şi înălţimea 6,80 m ;
- greutatea rezervorului inclusiv cofrajul glisant (greutatea care se liftează) este de 280 tf.

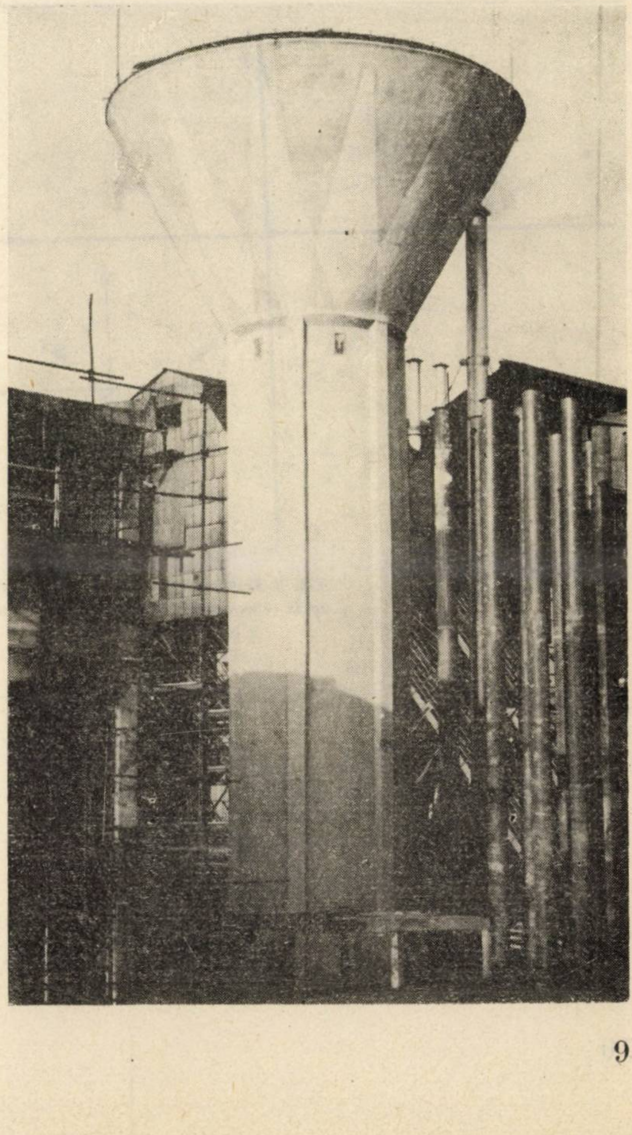
I. CONSIDERAŢII ASUPRA LIFTĂRII PRIN ÎMPINGERE

În cele ce urmează, vom analiza unele aspecte care apar la liftarea unui rezervor, pe baza prelucrării materialului experimental acumulat.

1. Mecanica liftării

Ridicarea rezervorului de greutate G se face prin aplicarea a n forţe exterioare (produse de prese).

Fig. 1. Vedere de ansamblu a castelului



---

*) Pe parcursul elaborării documentaţiilor şi al execuţiei lucrării s-a primit un sprijin preţios prin asistenţa tehnică acordată de conf. ing. A. Mihul de la Institutul de construcţii Iaşi.

**) Autorii în ordine alfabetică.

***) Lucrarea a fost expertizată cu multă bunăvoinţă de acad. prof. I. Beleş şi prof. ing. V. Nicolau, cărora le mulţumim călduros pe această cale.

Dacă notăm cu:

G — greutatea de ridicat;

n — numărul de prese;

$X_i; Y_i$ — coordonatele punctului de aplicare a forţei (presei);

$X_G; Y_G$ — coordonatele centrului de greutate al rezervorului

forţa Ni care trebuie dezvoltată de presă capătă valoarea:

$$Ni = G\left(\frac{1}{n} \pm \gamma i\right) \tag{1}$$

în care

$$\gamma i = Y_G \frac{Y_i}{\sum_1^n Y_i^2} + X_G \frac{X_i}{\sum_1^n X_i^2}. \tag{2}$$

În practică este imposibil ca valoarea tuturor forţelor să fie riguros aceeaşi.

Sînt două cauze principale care conduc la o distribuţie neuniformă a greutăţii G pe cele n reazeme:

a) Nerealizarea elementelor geometrice din desenele de execuţie şi anume:

— nerespectarea riguroasă a dimensiunilor geometrice ale rezervorului duce la aplicarea excentrică a forţei totale G (X_G şi Y_G sînt diferite de zero);

— imposibilitatea montării absolut precise la cotele din proiect a celor n prese.

b) Existenţa forţelor exterioare (vînt, sarcini date din cofrajul glisant) care conduc la modificarea excentricităţii de aplicare a forţei G. Astfel, pentru cazul de faţă ($G = 280$ tf şi H vînt $= 6$ tf) pe direcţia y rezultă o majorare a excentricităţii de 6,5 cm.

Datorită cauzelor de la punctul a), distribuţia sarcinii G la cele trei reazeme a fost următoarea:

$N_1 = 98{,}0$ tone — 35%
$N_3 = 95{,}5$ „ — 34%
$N_5 = 86{,}5$ „ — 31%.

Indicii 1; 3; 5 reprezintă poziţia preselor (fig. 2).

Determinarea forţelor s-a făcut pe baza presiunii reclamate de fiecare presă pusă să funcţioneze separat.

În aceste valori sînt cuprinse şi forţele datorite frecărilor interioare din prese, ce diferă de la o presă la alta.

Din cele arătate, rezultă că forţele de ridicare necesare sînt diferite una de alta şi variabile în timp, caracteristici ce trebuie luate în consideraţie la stabilirea sistemului de ridicare.

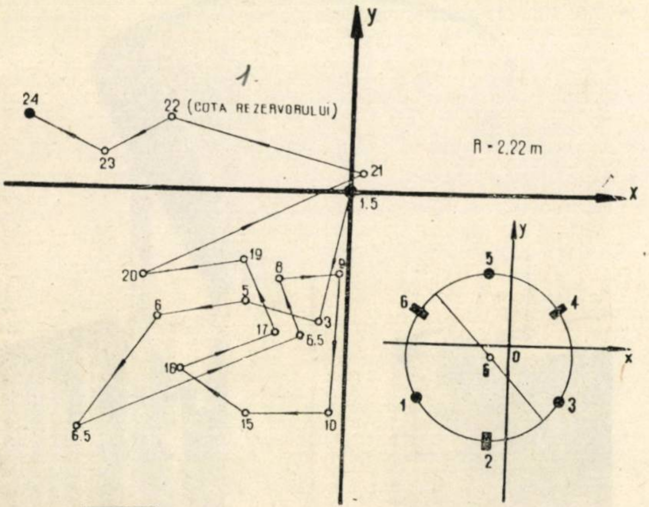
Indiferent de instalaţia de liftare folosită, variaţia forţelor Ni faţă de valoarea medie $Nm = \frac{G}{m}$ trebuie să fie cît mai mică. Acest lucru se realizează cu atît mai bine, cu cît numărul de reazeme active este mai mare, ceea ce s-a verificat prin măsurătorile efectuate şi anume:

Rezemarea rezervorului pe trei prese:

$$\left(\frac{N_1}{N_m} - 1\right) \times 100 = +5{,}5\%$$

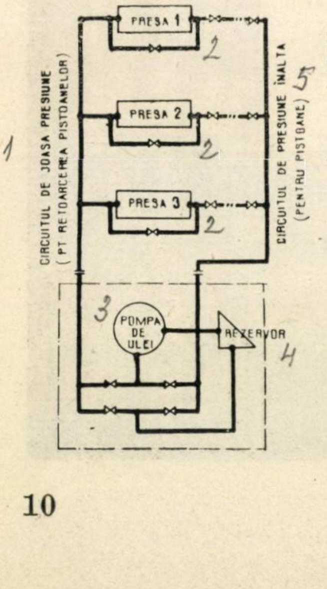
$$\left(\frac{N_3}{N_m} - 1\right) \times 100 = +2{,}8\%$$

$$\left(\frac{N_5}{N_m} - 1\right) \times 100 = -8{,}3\%.$$

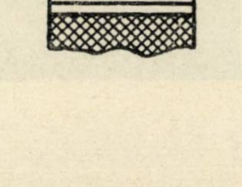


↑

Fig. 2. Deplasarea centrului de greutate al rezervorului faţă de sistemul de axe x o y, în timpul liftării


PRESA 1
PRESA 2
PRESA 3
1
2
2
2
CIRCUITUL DE JOASA PRESIUNE (PT RETOARCEREA PISTOANELOR)
CIRCUITUL DE PRESIUNE INALTA (PENTRU PISTOANE)
5
3
POMPA DE ULEI
REZERVOR
4

← Fig. 3. Instalaţia de ridicare-schemă de principiu



← Fig. 4. Reazem pasiv

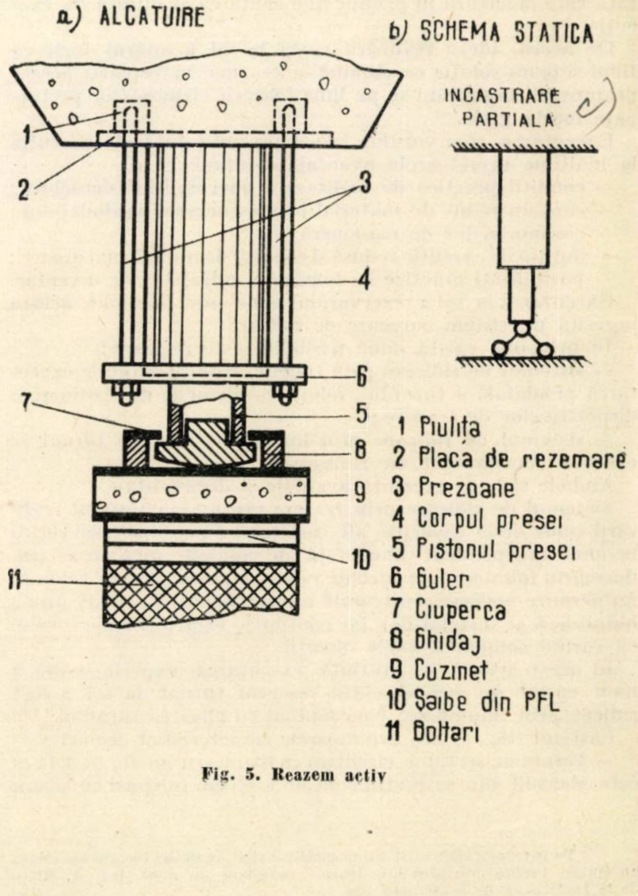

a) ALCATUIRE
b) SCHEMA STATICA
INCASTRARE PARTIALA
c)
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
1 Piuliţa
2 Placa de rezemare
3 Prezoane
4 Corpul presei
5 Pistonul presei
6 Guler
7 Ciuperca
8 Ghidaj
9 Cuzinet
10 Şaibe din PFL
11 Boltari

Fig. 5. Reazem activ

Rezemarea rezervorului pe patru prese:

$$\left(\frac{N_1}{N_m} - 1\right) \times 100 = -0{,}17\,\%$$

$$\left(\frac{N_3}{N_m} - 1\right) \times 100 = +1{,}97\,\%$$

$$\left(\frac{N_5}{N_m} - 1\right) \times 100 = +0{,}17\,\%$$

$$\left(\frac{N_7}{N_m} - 1\right) \times 100 = -1{,}97\,\%.$$

Pentru aceeaşi situaţie, abaterea maximă faţă de forţa medie, în cazul a patru reazeme, este de 8,3/1,97 = 4,2 ori mai mică faţă de folosirea a trei reazeme.

Sub aspect mecanic, este deci foarte avantajos ca toate reazemele să fie active. În cursul experimentărilor au fost analizate două variante de rezemare a rezervorului:

a) Pe *n* reazeme pasive şi *n* reazeme active

b) Pe 2 *n* reazeme active.

Varianta a), folosită la Copşa Mică, prezintă faţă de varianta b) următoarele avantaje şi dezavantaje:

Avantaje

Rezemarea rezervorului se face în cea mai mare parte din timp pe reazemele pasive, care nu prezintă nici o posibilitate de defecţiune, în comparaţie cu reazemele active (prese), la care această posibilitate nu este exclusă; înlăturarea defectelor instalaţiei de liftare se face în deplină siguranţă.

Dezavantaje

Numărul de reazeme active este de două ori mai mic, ceea ce atrage după sine:

— încărcări de două ori mai mari pe prese;

— variaţia încărcării pe presă mult mai mare.

În cazul măririi numărului de reazeme (raţională sub aspectul variaţiei mici a forţelor *Ni* faţă de valoarea medie *Nm*), apar unele dificultăţi legate de rezemarea pe reazemele pasive, în condiţiile unui sistem static nedeterminat.

2. Utilajul de liftare

Acest utilaj se compune în principiu din:

— prese cu dublă acţiune,

— pompa de ulei,

— accesorii (conducte, organe de închidere etc.).

Forţa pe care o dezvoltă o presă hidraulică este dată de relaţia (3)

$$F = A \cdot p - Ff, \tag{3}$$

în care:

F este forţa pe care o poate dezvolta presa

A — secţiunea activă a pistonului

p — presiunea de lucru a uleiului

Ff — forţa de frecare (caracteristică fiecărei prese chiar dacă este de aceeaşi construcţie).

Fiecare presă din sistem trebuie să dezvolte forţa aferentă (Ni) punctului respectiv.

$$Ni = Fi. \tag{4}$$

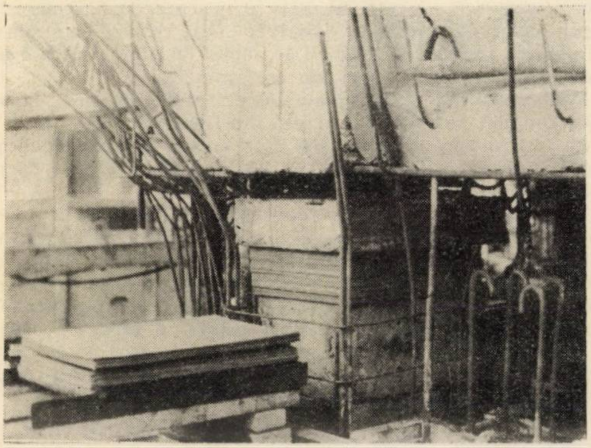
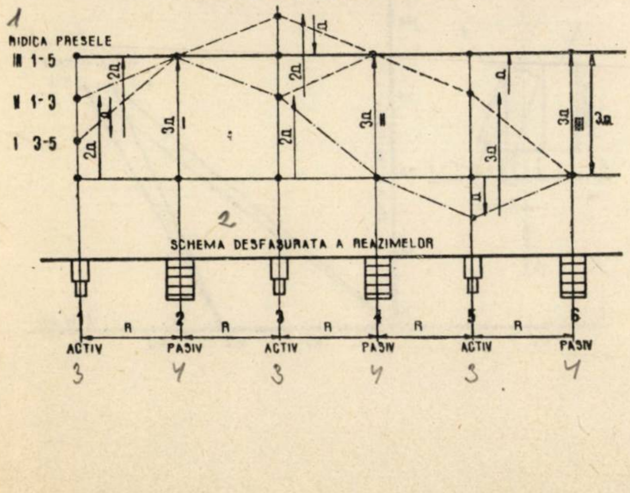


Fig. 6. Introducerea calajelor din foi de PFL pe reazemele pasive

Fig. 7. Deplasarea punctelor de rezemare necesară ridicării rezervorului cu un pas de 30 mm



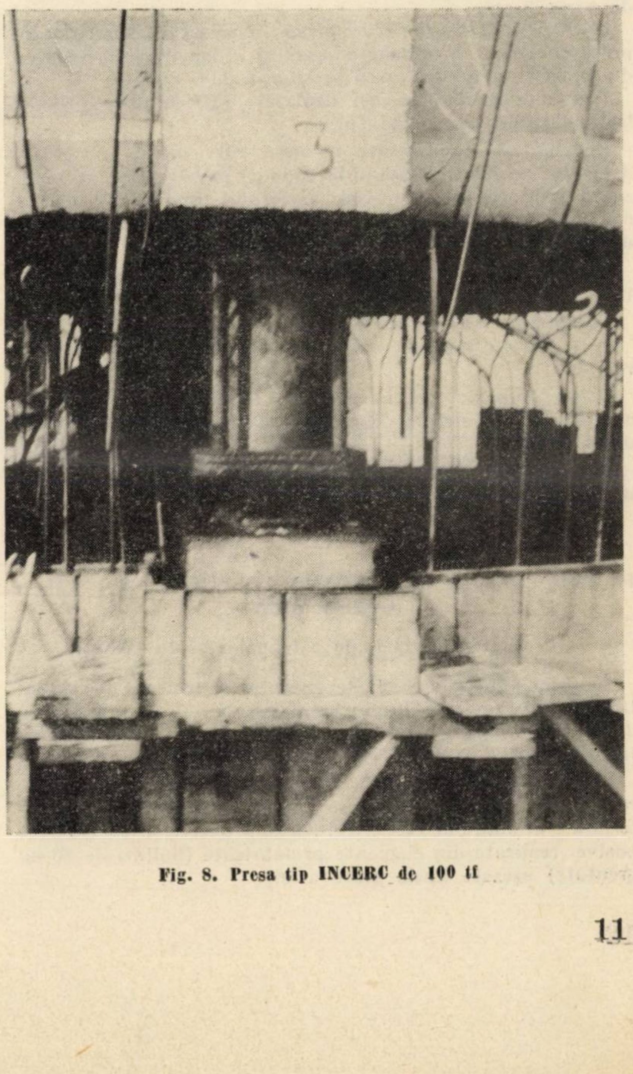


Fig. 8. Presa tip INCERC de 100 tf

Dacă rezervorul execută în timpul unei ridicări o translație Δ, lucrul mecanic consumat de presa i capătă valoarea:

$$Li = Ni \cdot \Delta = \Delta\, Ai \cdot pi - \Delta\, Ffi. \tag{5}$$

Dacă se notează $Ffi = \alpha\, Ai \cdot p \cdot i$ relația (5) devine

$$Li = Ni\, \Delta = \Delta\, Ai \cdot p \cdot i\ \ (1 - \alpha_1). \tag{6}$$

Expresia lucrului mecanic total rezultă din relația (7)

$$\Sigma Li = G \cdot \Delta = \Delta\, \Sigma\, Ai \cdot pi\, (1 - \alpha_1). \tag{7}$$

Dacă se înlocuiește

$$1 - \alpha_i = Ki$$

rezultă

$$\Sigma\, Ai \cdot pi \cdot Ki = G. \tag{8}$$

Dacă considerăm Ai aceeași la toate presele, relația (8) devine:

$$\Sigma\, pi \cdot Ki = \frac{G}{A}. \tag{9}$$

$\frac{G}{A}$ se poate defini ca presiunea totală utilă a sistemului.

Din relația (9) rezultă că în fiecare presă trebuie realizată presiunea utilă $pi \cdot Ki$.

Acest lucru se poate realiza în două moduri distincte:

a) pompă centrală de ulei care alimentează toate presele;

b) pompă de ulei la fiecare presă.

Ambele sisteme trebuie dotate cu dispozitive corespunzătoare de compensare.

a) *Pompă centrală de ulei.* Schema de principiu a acestei instalații rezultă din figura 3. În acest sistem, debitul și presiunea de ulei sînt constante în toate instalațiile. Sistemul de compensare se face prin reglarea presiunii la fiecare presă.

În general, la sistemele de compensare în această schemă de principiu, traductorul trebuie să acționeze asupra unui distrugător de energie, care reduce presiunea generală din sistem la presiunea reclamată de fiecare presă sau de presele de compensare.

b) *Pompă de ulei la fiecare presă.* În această schemă fiecare presă constituie o unitate energetică independentă, realizîndu-se astfel la fiecare presă presiunea utilă $pi \cdot Ki$.

Pentru a realiza aceeași deplasare (Δ) la toate presele, trebuie variat numai debitul.

Sistemul de compensare în acest caz constă în variația debitului pe fiecare ansamblu (pompă-presă), care se realizează prin variația turației motorului (motor de curent continuu), comandă dată de un traductor care transformă diferențele de nivel ce apar în impulsuri electrice.

Fiecare sistem se caracterizează prin avantaje și dezavantaje.

Combinarea lor conduce la următoarea schemă de principiu:

— o pompă centrală care alimentează n prese necesare ridicării;

— un grup de trei ansambluri (pompă-presă) necesare compensării repartiției diferite a sarcinii G pe cele n prese de ridicare.

În linii mari această schemă a fost folosită la execuția unui castel de 3 000 m^3 capacitate, în Suedia [1].

II. TEHNOLOGIA DE LIFTARE APLICATĂ LA U.C.M. — COPȘA MICĂ

1. Prezentarea principală a tehnologiei de execuție

În principiu, tehnologia de execuție se bazează pe executarea la sol a rezervorului (inclusiv finisaje și probe hidraulice), după care urmează liftarea acestuia, concomitent cu glisarea turnului, avînd ca utilaj principal prese hidraulice.

Sistemul de liftare folosit la Copșa Mică a fost următorul: rezervorul reazemă pe șase puncte dispuse pe circumferința turnului, din care: trei reazeme active și trei reazeme pasive, realizate din elemente prefabricate (bolțari de 80 kg greutate) așezate unele peste altele.

Rezemarea rezervorului pe cele două categorii de reazeme se face astfel:

— pe reazemele pasive, prin intermediul unor aparate de reazem (articulații) (fig. 4);

— pe reazemele active, prin intermediul preselor și aparatelor respective de reazem (fig. 5).

La acționarea preselor, rezervorul se deplasează pe verticală cu o cîtime față de reazemele pasive, creîndu-se un interspațiu în care se introduc calaje (foi din PFL extradure) avînd grosimea egală cu a pasului de ridicare. În acest moment, sarcina rezervorului este transmisă la sol numai prin intermediul reazemelor active.

Se descarcă presele pînă cînd sarcina este transferată total reazemelor pasive, după care se retrag pistoanele preselor, pînă cînd, între cuzineți (fig. 6) și fața superioară a bolțarului, se creează interspațiul maxim în care se introduc calaje.

Ciclul se repetă pînă cînd pachetul de calaje are o înălțime mai mare decît înălțimea bolțarului, după care se introduce bolțarul în locul acestora.

În mișcarea ascensională, determinată de repetarea acestor operații, rezervorul antrenează un cofraj glisant cu ajutorul căruia se execută coaja de beton a turnului, înglobînd astfel și pachetul de bolțari așezați unul peste altul, creîndu-se o secțiune unitară.

2. Utilajul de liftare folosit la Copșa Mică

La Copșa Mică s-a folosit schema pompei centrale de ulei fără dispozitive de compensare (fig. 3).

Numărul mic de reazeme active (trei prese) și lipsa dispozitivelor de compensare au condus la unele artificii cu ajutorul cărora lucrarea a fost dusă în condiții bune pînă la sfîrșit.

În cazul unei scheme cu pompă centrală, cu diferențe mari ale sarcinilor pe cele trei prese și a lipsei dispozitivelor de compensare, ridicarea simultană cu toate presele a fost exclusă.

Soluția de compromis adoptată a constat în ridicarea succesivă a rezervorului de pe cele trei reazeme pasive, cu ajutorul a cîte două prese adiacente reazemului. În această idee, rezervorul executa succesiv o mișcare de basculare în jurul celorlalte reazeme pasive, fapt care a determinat micșorarea pasului de ridicare la numai 30 mm, pentru a nu crea deformații prea mari ale cofrajului.

Deplasările pe verticală ale celor 3 + 3 reazeme, la un ciclu complet de ridicare, rezultă din figura 7.

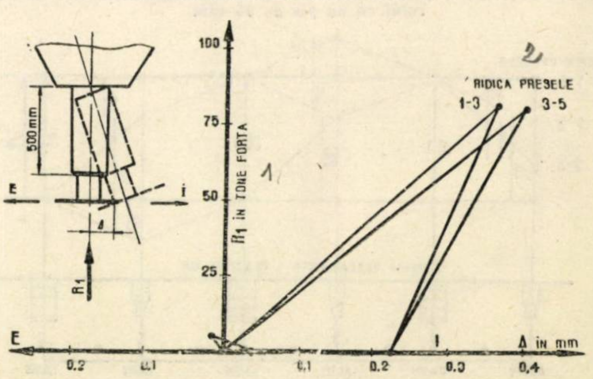
Au fost folosite prese tip INCERC de 100 tf, avînd dimensiunile generale de gabarit Ø 250 × 500 mm și o cursă activă de 250 mm (fig. 8).

Înălțimea mare a preselor și mișcarea de basculare a rezervorului ne-a obligat să folosim numai 120 mm din cursa activă.

Chiar și în aceste condiții, deplasarea relativă a presei, prinsă solidar de rezervor, a căpătat valorile din figura 9, care s-au tradus prin apariția de eforturi suplimentare în prezonele de prindere a presei și printr-un efect de pășire al rezervorului în plan orizontal.

Pentru realizarea unui pas de glisare (înălțimea unui bolțar 22 cm), operațiile au decurs astfel:

Fig. 9. Evoluția deplasărilor presei I (pe direcția razei) corespunzătoare ridicării rezervorului cu 30 mm



— Se ridică rezervorul cu ajutorul preselor adiacente, pe unul din reazemele pasive (30 mm), în interspațiul creat introducîndu-se calaje din PFL extradure (320 × 470 × 30 mm).

În această situație, rezervorul reazemă pe două prese și două reazeme pasive, datorită asigurării în prealabil a deblocării presei a treia prin deschiderea robinetului care leagă cele două circuite ale presei (fig. 3).

În acest mod de rezemare a rezervorului pe patru puncte în loc de trei (cazul ridicării simultane), presiunea instalației a scăzut de la circa 380 kgf/cm² la 280 kgf/cm², fapt care a mărit simțitor siguranța la exploatare a instalației.

— Se repetă operația și la restul reazemelor, obținîndu-se în acest mod o ridicare generală a rezervorului cu 30 mm.

— După patru cicluri de ridicare, presele au consumat 120 mm din cursa activă. Se retrag pistoanele acestora împreună cu aparatele de reazem respective, introducîndu-se în interspațiul creat calajele corespunzătoare.

Acest complex de operații se repetă de două ori, după care urmează introducerea bolțarilor pe reazemele active, apoi pe cele pasive, prin scoaterea calajelor introduse la ridicare.

2.1. *Elementele legate de siguranța în funcționare a instalației de liftare*

Alimentarea cu ulei sub presiune a preselor, prin intermediul conductelor, este însoțită de unele riscuri în ceea ce privește siguranța liftării, legate de posibilitatea spargerii conductelor sau accesoriilor (fitinguri, organe de închidere etc.)

Pentru aceasta, este absolut necesară prezența unui dispozitiv de autoblocare a preselor.

La Copșa Mică s-a imaginat și folosit un dispozitiv hidraulic, de autoblocare, bazat pe o supapă diferențială, folosind în acest scop injectoarele de la motoarele Diesel (U—650).

În figura 10 sînt prezentate piesele componente și ansamblul acestui dispozitiv, care s-a atașat direct la presă pe circuitul de înaltă presiune.

2.2. *Deplasarea în plan a rezervorului și dispozitivul de corectare a poziției.*

Mișcarea de basculare a rezervorului a dus în mod inevitabil la deplasări în plan ale acestuia.

Mecanismul deplasării pe orizontală a rezervorului rezultă din figura 11.

Reazemul cu care se începe ciclul de ridicări dă direcția de deplasare. Prin schimbarea convenabilă a reazemului, cu care se începe noua ridicare, în ipoteza că elementele geometrice și mecanice (distanța dintre reazeme, repartiția sarcinii pe reazeme, grosimea șaibelor de PFL) sînt riguros aceleași, rezervorul nu ar avea deplasări în plan. Dar cum aceste condiții sînt imposibil de realizat în practică, se produce deplasarea în plan a rezervorului.

Încercările practice au confirmat acest lucru, schimbarea reazemului de începere a ridicării și a sensului acesteia conducînd la micșorarea simțitoare a acestor deplasări.

Ca o consecință a deplasărilor provocate de bascularea rezervorului, sarcinile transmise la reazeme au căpătat excentricități care, la rîndul lor, au majorat efectul de deplasare.

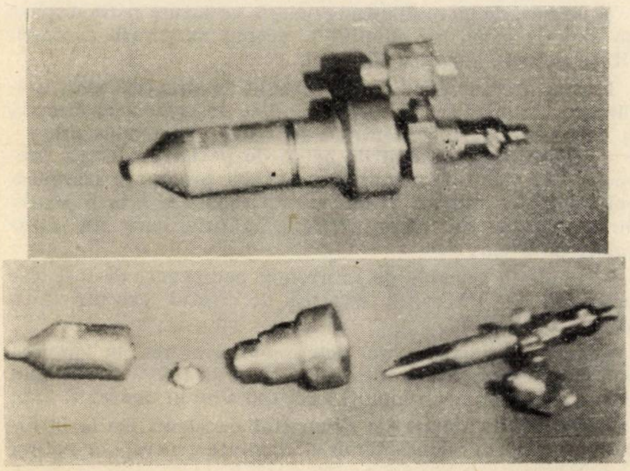


Fig. 10. Dispozitivul hidraulic de autoblocare și piesele sale componente

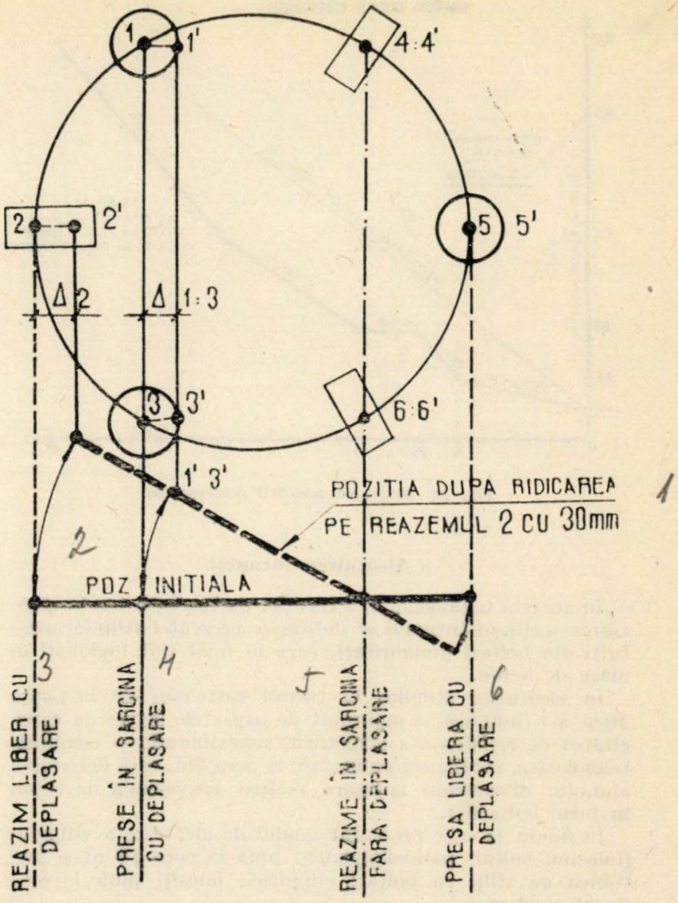

1
1'
4:4'
2
2'
5
5'
Δ 2
Δ 1:3
3
3'
6:6'
1' 3'
POZITIA DUPA RIDICAREA
PE REAZEMUL 2 CU 30mm
1
2
POZ INITIALA
3
4
5
6
REAZIM LIBER CU DEPLASARE
PRESE ÎN SARCINA CU DEPLASARE
REAZIME ÎN SARCINA FARA DEPLASARE
PRESA LIBERA CU DEPLASARE

Fig. 11. Mecanismul deplasării pe orizontală a rezervorului

Din figura 2 se observă că, începînd de la cota + 5 m, deplasările rezervorului au căpătat valori mai mari, ducînd la excentricități pronunțate ale aparatelor de reazem, care au avut ca efect o deplasare relativ mare pe un interval de numai 50 cm (30 mm/m).

În această situație nu se mai putea continua lucrul fără a se lua o măsură radicală.

Dispozitivul de mișcare dirijată în plan a rezervorului (conceput și utilizat la Copșa Mică) se bazează pe folosirea penelor mecanice și a forțelor de frecare, care se dezvoltă între pană și suprafețele de contact cu rezervorul, respectiv cu reazemul.

Din figura 13 rezultă modul de alcătuire a penei.

Înclinarea penelor de 7% a confirmat valabilitatea ipotezelor de calcul, luate în considerare la stabilirea ei.

Deplasarea dirijată a rezervorului a decurs astfel:

Pe reazemele pasive s-au introdus penele, avînd direcția și sensul de deplasare dorit.

Prin rotirea simultană a șuruburilor penelor, rezervorul capătă mișcarea dorită.

În capătul opus șurubului de acționare a penei se află un șurub similar, cu ajutorul căruia se înregistrează pasul deplasării dorite sau se readuce pana în poziția inițială.

Folosirea penelor descrise a dat satisfacție deplină, în sensul că liftarea a continuat normal, aducîndu-se o dată pe zi, la circa 60 cm înălțime glisată, corectivele necesare poziției în plan a rezervorului.

III. EXECUȚIA TURNULUI

Glisarea turnului, concomitent cu liftarea, prezintă unele particularități față de execuția obișnuită cu ajutorul cofrajelor glisante, în ceea ce privește modul de alcătuire a secțiunii turnului și modul de antrenare a cofrajului.

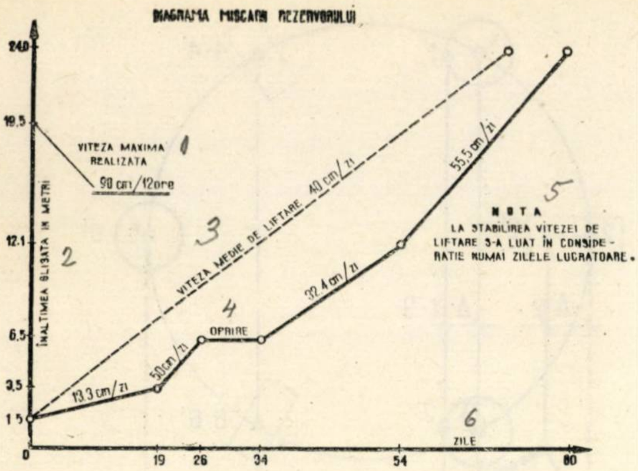


Fig. 12. Diagrama mişcării rezervorului

1. Alcătuirea turnului

În această tehnologie de execuţie, particularitatea în alcătuirea secţiunii turnului se datoreşte prezenţei stîlpilor alcătuiţi din bolţari prefabricaţi, care în final sînt înglobaţi în masa de beton.

În alcătuirea stîlpilor la turnul castelului de la Copşa Mică s-a ţinut seamă mai mult de aspectele legate de capacitatea de rezistenţă a structurii, subestimîndu-se condiţiile tehnologice, insuficient cunoscute la acea oră, care determină anumite dimensiuni necesare pentru cămăşuiala de beton în jurul bolţarilor.

În figura 14 este prezentat modul de alcătuire a stîlpului (folosind bolţari paralelipipedici) pînă la cota 18 m şi secţiunea de stîlp cu bolţari cilindrici, folosiţi pînă la cota finală +24 m.

Datorită legăturii articulate a cofrajului glisant de rezervor, între deplasarea pe orizontală a rezervorului (elementul motor pentru cofrajul glisant) şi cofrajul glisant există un oarecare grad de libertate. Se poate spune că, numai între anumite limite, mişcarea în plan a cofrajului este conformă celei a rezervorului.

Acest lucru constatat în practică a condus la necesitatea deplasării în plan a poziţiei bolţarilor pe parcursul montării lor, din două considerente principale:

— pentru realizarea corespunzătoare a acoperirii cu beton ;

— pentru corectarea excentricităţilor de montaj al bolţarilor.

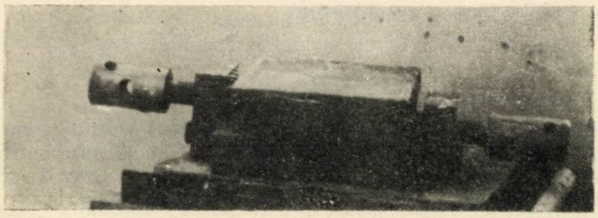
Grosimea de 10 cm a cămăşuielii, prevăzută iniţial, a satisfăcut cu mare greutate aceste cerinţe ale practicii de execuţie.

Rezultă astfel că grosimea cămăşuielii trebuie să fie cît se poate de mare, în măsura în care aceasta nu deranjează din alte puncte de vedere (aspect, economie).

Prezenţa unghiurilor mai mici de 120° în secţiunea de glisat nu este indicată, datorită defecţiunilor betonului care apar în această zonă.

Pentru satisfacerea acestor cerinţe tehnologice, este de preferat secţiunea constantă a cojii de beton (fără stîlpi), astfel ca bolţarul, inclusiv grosimea betonului din cămăşuială, să se înscrie în grosimea cojii de beton. Acest lucru este raţional la castele de mare capacitate, unde grosimea peretelui turnului, rezultată din considerente de rezistenţă, satisface şi cerinţele tehnologice de execuţie.

Fig. 13. Pană mecanică



Acolo unde acest lucru nu este posibil, se propune o secţiune poligonală (cu unghiuri intrînde) (fig. 15).

Acest tip de secţiune prezintă, pe lîngă avantajul asigurării unui grad mare de libertate în posibilitatea de deplasare a bolţarilor pe direcţia tangentei, şi pe acela că panourile de cofraj sînt liniare, deci uşor de executat.

De asemenea, diferitele dimensiuni de turnuri se pot modula pe un număr minim de panouri, creîndu-se astfel condiţii practice de folosire a cofrajului glisant.

2. Cofrajul glisant

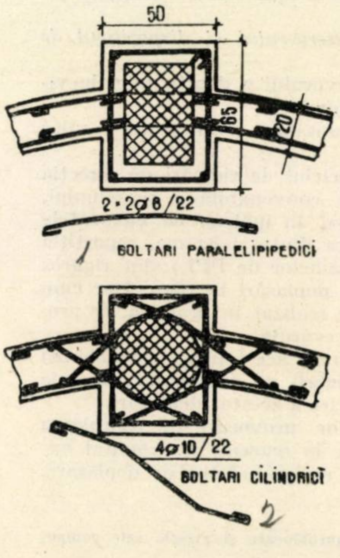
Legătura dintre cofraj şi rezervor s-a realizat prin rezemarea celor şase juguri pe umeri fixaţi pe ţevile verticale Ø 76 mm, legate de centura rezervorului încă de la turnarea acestuia, şi suplimentar prin tiranţi de oţel-beton Ø 18 plasaţi la toate unghiurile intrînde ale cofrajului.

Deşi distanţa dintre juguri a fost de numai 2,5 m, legătura suplimentară prin tiranţi s-a dovedit utilă.

La deplasarea rezervorului în plan orizontal, jugurile acţionate în planul lor de lucru s-au comportat mai bine decît cele solicitate de această mişcare în plan perpendicular, lucru care s-a manifestat prin deplasarea mai accentuată a acestora, ducînd la degradarea penelor de lemn de la romanate şi la micşorarea dimensiunilor secţiunii de beton datorită deformării cofrajului. Din această cauză, s-a simţit nevoia realizării unor legături de contravîntuire a capetelor jugurilor în plan orizontal.

3. Consideraţii asupra alcătuirii bolţarilor

Iniţial s-au folosit bolţari paralelipipedici, avînd în plan 45 × 30 cm şi 22 cm înălţime, realizaţi din beton armat B 300.



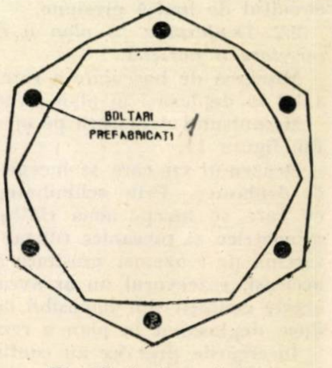


Fig. 15. Secţiune de tura poligonală

← Fig. 14. Secţiuni prin stîlpi

Secţiunea de lucru dreptunghiulară, cu latura mare dispusă pe direcţia razei, s-a adoptat în scopul micşorării excentricităţii date de acţiunea vîntului.

Forma dreptunghiulară s-a dovedit în practică nesatisfăcătoare, datorită sensibilităţii diferite, pe cele două direcţii, la acţiunea sarcinii excentrice, fapt care s-a tradus prin :

— exfolierea acoperirii de beton de pe latura lungă, provocată de vîrful de compresiune ce s-a produs la marginea bolţarului, ca urmare a dimensiunii reduse a laturii scurte în comparaţie cu excentricităţile apărute, care au atins valori de 5 cm ;

— tendinţa generală de rotire, mai accentuată decît deplasarea pe direcţia razei, cauzată de efectul excentricităţii asupra deplasării.

Aceste considerente au determinat trecerea la folosirea bolţarilor cilindrici, executaţi din inele de ţeavă Ø 377 mm şi 220 mm înălţime, umpluţi cu beton simplu, marca B 200.

Acest tip de bolţari s-a comportat excelent. De la introducerea primilor bolţari cilindrici, tendinţa generală de rotire, manifestată evident pînă atunci, a dispărut, iar rezervorul a început să capete, pe toate direcţiile, deplasări aproximativ de acelaşi ordin de mărime.

Dat fiind sistemul de ridicare, prin bascularea rezervorului, legătura bolţarilor, prin intermediul unor cupoane de fier beton sudate (4 × Ø 10 la fiecare bolţar), prevăzută iniţial, s-a dovedit eficace. În consecinţă, nici o manevră a rezervorului nu s-a efectuat decît după realizarea acestor legături.

4. Viteza de liftare

Datorită caracterului experimental al lucrării şi lipsei de experienţă, s-a lucrat într-un singur schimb, toate operaţiile de liftare făcîndu-se sub directa supraveghere a unui inginer.

Evoluţia în timp a ridicării rezervorului (fig. 12) a prezentat cinci etape distincte.

Etapa A—B (fig. 16) s-a caracterizat prin definitivarea şi îmbunătăţirea modului de lucru al instalaţiei. În această perioadă au apărut cele mai multe defecte la prese şi la dispozitivele de închidere, care s-au datorit, în primul rînd, presiunii mari de lucru (380 kgf/cm^2) şi garniturilor cu grad mare de uzură.

În această etapă, de 19 zile din care 15 zile lucrătoare, s-a realizat o viteză medie de ridicare de numai 13,3 cm/zi.

Etapa s-a terminat odată cu introducerea ventilelor de descărcare a presei neangrenate în procesul de liftare.

Etapa B—C a durat şapte zile, dintre care şase lucrătoare. Modificarea făcută instalaţiei şi experienţa cîştigată de formaţia de lucru a permis realizarea unei viteze medii de 50 cm/zi.

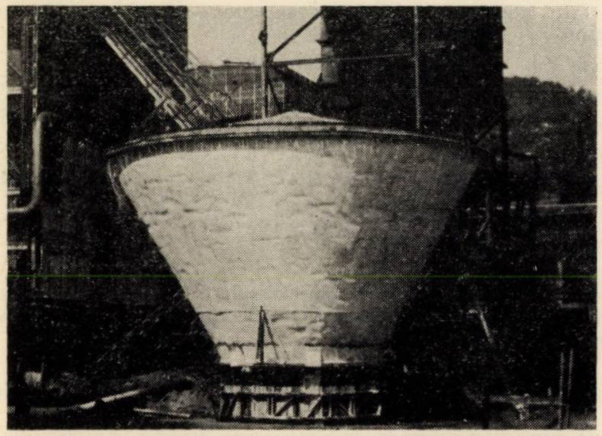


Fig. 16. Vederea rezervorului în perioada de începere a liftării

La sfîrşitul acestei etape, acumularea de excentricităţi la reazeme a dus, aşa cum s-a arătat în capitolul precedent, la accelerarea procesului de deplasare în plan a rezervorului, astfel că la cota +6,50 situaţia devenise îngrijorătoare.

Etapa C—D, etapă neproductivă sub aspectul liftării rezervorului, a constituit totuşi o perioadă de rodnice încercări şi de asigurare, pe baza lor, a succesului lucrării.

În această perioadă s-au conceput şi executat penele mecanice de readucere, care au dat satisfacţie deplină.

Introducerea penelor în tehnica procesului de ridicare s-a resimţit sub toate aspectele.

Etapa D—E (fig. 17), a durat 20 de zile dintre care 17 zile lucrătoare, realizîndu-se o viteză medie de 32,4 cm/zi.

În această etapă am reuşit să cunoaştem în amănunt aproape toate aspectele legate de liftare.

Viteza relativ redusă realizată se justifică prin atenţia şi verificarea de amănunt a fiecărei faze de execuţie, în vederea asigurării unei siguranţe depline.

Etapa E—F a durat 26 de zile, dintre care 22 lucrătoare, şi a decurs în condiţii normale, realizîndu-se o viteză medie de 55,5 cm/zi (fig. 18).

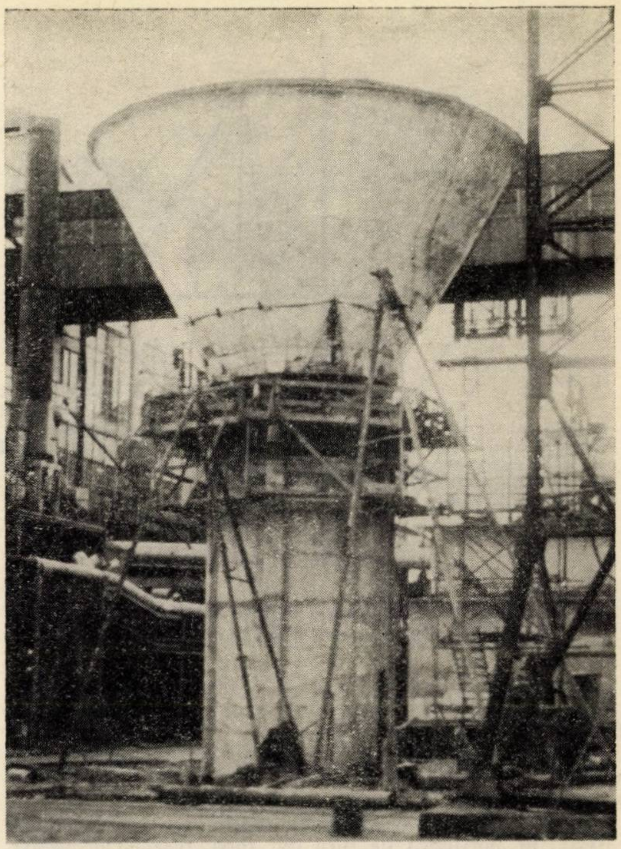
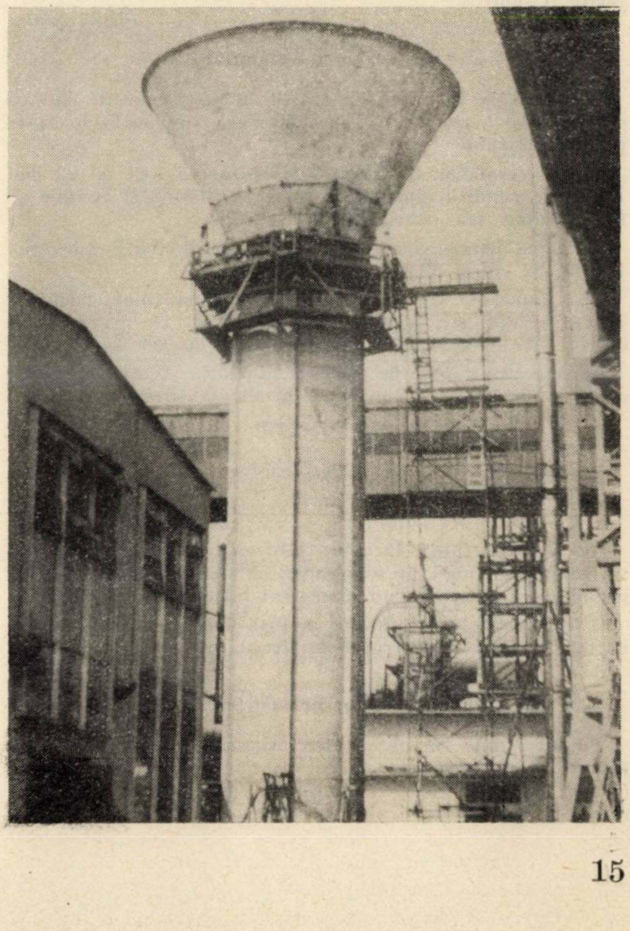


Fig. 17. Vedere pe parcursul liftării după corectarea deplasării cu ajutorul penelor mecanice

Fig. 18. Vederea castelului la sfîrşitul liftării



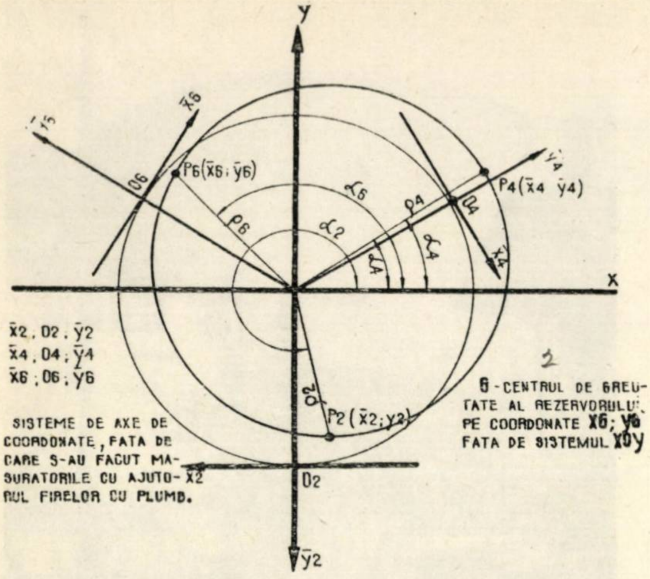

y
x
$\bar{y}_5$
$\bar{x}_6$
O6
P6($\bar{x}_6$; $\bar{y}_6$)
ρ6
α6
α2
ρ4
α4
O4
$\bar{y}_4$
$\bar{x}_4$
P4($\bar{x}_4$ $\bar{y}_4$)
ρ2
P2($\bar{x}_2$; y_2)
O2
$\bar{x}_2$
$\bar{y}_2$
$\bar{x}_2$, O2, $\bar{y}_2$
$\bar{x}_4$, O4; $\bar{y}_4$
$\bar{x}_6$; O6; $\bar{y}_6$
SISTEME DE AXE DE COORDONATE, FATA DE CARE S-AU FACUT MASURATORILE CU AJUTORUL FIRELOR CU PLUMB.
1
2
G - CENTRUL DE GREUTATE AL REZERVORULUI PE COORDONATE XG; YG FATA DE SISTEMUL XOY

Fig. 19. Schema de determinare a poziției centrului de greutate al rezervorului față de un sistem de axe materializat la sol

De remarcat că și în această etapă au avut loc defecțiuni destul de dese la prese.

Între cotele +14,50 și +17,90 s-a realizat cea mai mare viteză medie de liftare (72 cm/zi) avînd ca vîrf cota +19,50, cînd s-au realizat 90 cm/zi.

Viteza de 90 cm/zi o considerăm limită, deoarece la această viteză, în porțiunea de turn din zona reazemelor pasive, au apărut fisuri foarte fine în momentul descărcării reazemului și care la încărcare se închideau.

La viteza de 70 cm/zi, aceste fisuri nu s-au mai observat.

Din cele de mai sus se poate trage concluzia că, în condiții de lucru similare, viteza de liftare maximă este de circa 1,20 m în două schimburi.

În condițiile folosirii cimentului RIM, această viteză poate fi sporită.

5. Turnarea betonului

La execuția turnului s-a folosit beton marca B 250 cu ciment P 400, preparat într-o betonieră amplasată în apropierea castelului.

Pasul tehnologic de liftare (un bolțar) a fost de 22 cm. În aceste condiții, pasul de turnare a betonului trebuie să fie multiplu sau submultiplu de 22 cm.

În timpul execuției s-a lucrat cu următorii pași de turnare: 11 cm, 22 cm și 33 cm.

Din punct de vedere al succesiunii operațiilor, pasul de 22 cm a dat cea mai mare satisfacție. De aceea, între cotele +12,10 și 24,00 s-a lucrat numai cu acest pas.

Pentru acest pas de turnare, inclusiv toate operațiile aferente liftării, s-a consumat în medie următorul timp:

— ridicarea rezervorului cu 22 cm	35 min
— schimbarea bolțarilor	25 min
— turnarea betonului inclusiv sudura legăturilor	70 min
Total:	130 min÷0,15 cm/min.

La început (pînă la cota 6,50) compactarea betonului s-a realizat manual, apoi mecanic, cu ajutorul unui vibrator cu aer comprimat, avînd diametrul buteliei Ø 30 mm.

Calitatea betonului turnat a fost bună, fapt confirmat de măsurătorile nedestructibile efectuate.

6. Verificarea elementelor geometrice în timpul liftării

Ținînd seamă de necesitatea asigurării unor sisteme de măsurare operative, s-au folosit sisteme de măsurare directă (nivela cu apă și firul cu plumb), a căror precizie în măsurare s-a dovedit pe deplin satisfăcătoare.

Deoarece tehnologia de execuție presupunea cunoașterea în orice moment a poziției în plan a rezervorului și orizontalitatea acestuia, folosirea teodolitului s-a dovedit total neoperativă, rămînînd doar ca mijloc suplimentar de verificare a celorlalte sisteme, la anumite perioade.

Verificarea orizontalității s-a făcut cu ajutorul instalației de nivele cu apă montate numai în dreptul reazemelor pasive. Prin citirea directă pe sticlele de nivel, se cunoștea, în orice moment, poziția relativă a reazemelor.

Verificarea verticalității turnului s-a realizat cu ajutorul a trei fire cu plumb, prinse de rezervor în dreptul reazemelor pasive (în interiorul turnului), materializate în figura 19 prin punctele 02; 04; 06.

Poziția generală a rezervorului, respectiv a turnului, este dată de poziția centrului de greutate *G* ale cărui coordonate, față de sistemul *X*, *O*, *Y*, se deduc din coordonatele celor trei reazeme, față de sistemele de referință secundare.

Conform notațiilor din figură, coordonatele centrului de greutate al rezervorului X_G, Y_G, față de sistemul principal *X*, *O*, *Y*, rezultă din relația (11)

$$X_G = \frac{\sum_{1}^{n} X_i}{n} \qquad (10)$$

$$Y_G = \frac{\sum_{1}^{n} Y_i}{n}$$

în care:

n este numărul de reazeme la care s-au montat fire cu plumb

X_i Y_i — coordonatele în sistemul X, O, Y

$$\left.\begin{aligned} X_i &= \rho_0 + \overline{Y}_i \left(\cos \alpha_0 + \sin \alpha_0 \frac{\overline{X}_i}{\rho_0 + \overline{Y}_i} \right) \\ Y_i &= \rho_0 + \overline{Y}_i \left(\sin \alpha_0 + \cos \alpha_0 \frac{\overline{X}_i}{\rho_0 + \overline{Y}_i} \right) \end{aligned}\right\} \qquad (11)$$

în care $\overline{X}_i$ și $\overline{Y}_i$ sînt coordonatele punctului *i* în raport cu sistemul de referință secundar, față de care se face măsurătoarea cu firele cu plumb.

Expresiile $\sin \alpha_0 \frac{\overline{X}_i}{\rho_0 + \overline{Y}_i}$; $\cos \frac{\overline{X}_i}{\rho_0 + \overline{Y}_i}$ au valori foarte mici și se pot neglija, iar relația (11) devine:

$$\left.\begin{aligned} X_i &= \rho_0 + \overline{Y}_1 \cos \alpha_0 \\ Y_i &= \rho_0 + \overline{Y}_1 \sin \alpha_0 \end{aligned}\right\} \qquad (11')$$

Tabela 1

Cota (m)	X_G (mm)	Y_G (mm)	Cota (m)	X_G (mm)	Y_G (mm)	Cota (m)	X_G (mm)	Y_G (mm)
1,50	0	0	7,00	− 7	−26	16,00	−20	−22
1,80	− 1	− 3	8,00	− 8	−11	18,00	− 7	− 8
2,00	− 1	− 5	9,00	+ 1	− 9	18,00	−12	−14
3,00	− 3	−16	10,00	− 1	−28	14,00	−14	− 9
4,00	−13	−14	11,00	− 6	−16	20,00	−25	−11
5,00	−12	−14	12,00	−13	−14	21,00	+ 1	+ 1
6,00	−23	−16	13,00	− 3	−13	22,00	−23	+ 9
6,50	−32	−30	14,00	− 6	−27	23,00	−30	+ 5
6,50	− 5	−18	15,00	−11	−24	24,00	−40	+ 9

În tabela 1 se prezintă coordonatele X_G, Y_G, corespunzătoare rezervorului castelului realizat la Copșa Mică, la diverse înălțimi de liftare.

IV. CONCLUZII

Experimentările efectuate pe șantierul U.C.M.—Copșa Mică duc la următoarele concluzii :

— Noua tehnologie de execuție este rațională și conduce la efecte tehnico-economice avantajoase, determinate în primul rînd de folosirea unui sistem de transport pe verticală deosebit de eficace. Dînd posibilitatea executării integrale a rezervorului la sol se creează condiții favorabile precomprimării acestuia și asigurării unei calități ireproșabile a lucrărilor, ceea ce poate duce la reducerea substanțială a consumului de oțel și beton.

— Avantajele acestei tehnologii cresc o dată cu dimensiunile rezervorului și înălțimea turnului.

— Folosirea instalațiilor de liftare, fără dispozitive de compensare la Copșa Mică, trebuie să constituie numai un exemplu din domeniul pionieratului.

Realizarea unei instalații de liftare, dotată cu sisteme de compensare, constituie baza sigură pentru introducerea în practica curentă a tehnicii liftării.

— Numărul cît mai mare de reazeme active este o cerință a acestui sistem.

— Folosirea penelor mecanice, chiar în condițiile unei instalații cu dispozitive de compensare, o considerăm oportună, deoarece acestea constituie un mijloc sigur de stăpînire a greutății care se liftează.

— Sistemul de autoblocare a preselor este absolut obligatoriu.

— Presele folosite la liftare este recomandabil să satisfacă următoarele cerințe :

- raportul : diametrul exterior/înălțimea cilindrului mai mic decît 1
- cursa maximă 150 mm
- suprafața activă la piston cît mai mare, în vederea micșorării presiunilor de lucru
- să posede un sistem de revenire a pistonului (hidraulic sau mecanic).

— Pompele de ulei folosite la pretensionare sînt foarte potrivite în schema de instalație cu pompă centrală.

— Calajele executate din foi de PFL s-au dovedit foarte potrivite scopului urmărit.

— La alcătuirea secțiunii turnului, grosimea cămășuielii din jurul bolțarului să fie de cel puțin 15 cm.

— Bolțarii cilindrici, indiferent de modul de realizare, sînt superiori celor paralelipipedici. Folosirea bolțarilor paralelipipedici, avînd secțiunea de lucru dreptunghiulară, este contraindicată.

Planeitatea fețelor de lucru ale bolțarilor nu trebuie să depășească 4—5 mm/m.

Variația înălțimii bolțarilor, în limite cuprinse între 5—10 mm, poate fi considerată tolerabilă.

— În condiții medii de lucru, se poate conta pe o viteză practică de liftare cuprinsă între 1,00—1,20 m în două schimburi.

— Folosirea pe viitor a acestei tehnologii presupune, în primul rînd, executarea și experimentarea la banc a unei instalații complete de liftare.

— Tehnica liftării, în general, răspunde cerințelor concepției moderne de a construi.

Bibliografie

[1] Eriksson K. : *Chateau d'eau a Orebro* – (Suede), ,,Construction" nr. 5 – 1958

[2] Van de Velde A. : *Les constructions modernes de chateaux d'eau*, ,,Construction" nr. 4 – 1958

Procedeu simplificat pentru calculul cadrelor etajate la încărcări date de vînt

P. Csonka
Doctor în științe tehnice – Budapesta

Din partea redacției

În ultimii ani, s-au bucurat de interes metodele simplificate pentru calculul structurilor în cadre multietajate și diafragmelor cu goluri suprapuse, bazate pe înlocuirea legăturilor la intervale finite (în dreptul riglelor) prin legături fictive echivalente, uniform distribuite pe înălțimea cadrului sau diafragmei. Acest procedeu, folosit pentru calculul diafragmelor de Rosman, Beck și Albigès-Goulet a format obiectul a numeroase contribuții și comentarii în publicațiile noastre, între care menționăm articolele ing. O. Mîrșu și L. Vuc (Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr. 6/1965), ing. R. Agent (Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr. 6/1965),ing. E. Keintzel (Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată nr. 3/1965).

Pe aceeași linie de preocupări se înscrie și lucrarea Dr. P. Csonka, care prin simplitatea și eleganța demonstrațiilor folosite contribuie în mod deosebit la găsirea căii celei mai clare și practice de abordare și rezolvare a problemei.

★

Pentru calculul cadrelor ortogonale multietajate la încărcările date de vînt, metodele iterative, folosite în mod obișnuit, sînt slab convergente. Cauza convergenței slabe provine din aceea că, în cazurile curente din practică, stîlpii cadrului sînt cu mult mai rigizi decît riglele. Ca o dificultate în plus a calculului prin metode iterative, apare și faptul că în multe cazuri, după calcule laborioase, abia la sfîrșit se constată că secțiunile alese inițial pentru bare sînt nesatisfăcătoare, astfel încît calculul, care și așa este greoi, trebuie reluat.

De asemenea, prezintă dezavantaje un calcul iterativ atunci cînd dorim să determinăm momentele numai pentru o grindă sau pentru un stîlp oarecare al cadrului, întrucît trebuie să calculăm implicit momentele în întreg cadrul.

În cazurile arătate mai sus, și în special cînd avem de-a face cu cadre multietajate din elemente prefabricate identice la toate etajele, devine util procedeul de calcul expus în cele ce urmează. Cu ajutorul acestui procedeu, se pot calcula direct momentele în unele secțiuni, fără calcule iterative, iar pentru determinarea lor nu este nevoie să calculăm și momentele în restul cadrului.

I. IPOTEZE DE CALCUL

Ne ocupăm de cadre etajate ortogonale, avînd înălțimile etajelor egale (fig. 1), cu stîlpi încastrați la bază și de aceeași secțiune de la parter pînă la ultimul nivel. Riglele suprapuse se admite că au aceeași secțiune pe toată înălțimea cadrului, însă la un același nivel pot fi de secțiuni diferite.

Considerăm cadrul solicitat de forțe orizontale produse de vînt. Presiunile vîntului de pe porțiunile aferente fiecărei rigle a cadrului se consideră concentrate la nivelul riglei respective și au valorile : $P/2$ la nivelul ultimei rigle de la extremitatea superioară și P la nivelul celorlalte rigle.

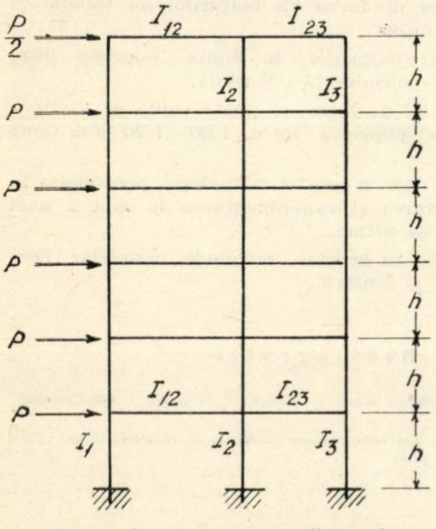


Fig. 1. Cadrul ortogonal solicitat de încărcări date de vînt

Se ține seamă în calcul numai de deformațiile din încovoiere și se admite [24] cadrul ca fiind „proporțional", deci toți stîlpii unui nivel se deformează identic sub acțiunea forțelor orizontale. De aceea, metoda poate fi utilizată numai atunci cînd rapoartele de rigidități între barele cadrului nu diferă mult de cele ale unui cadru „proporțional".

Ipotezele simplificatoare enumerate mai sus permit înlocuirea în calcul a cadrului cu o consolă verticală de secțiune constantă și avînd momentul de inerție egal cu suma momentelor de inerție ale secțiunilor stîlpilor unui etaj. Dacă stîlpii 1, 2...j ai unui etaj au momente de inerție I_1, I_2, ... I_j, atunci momentul de inerție al consolei înlocuitoare este :

$$I = I_1 + I_2 + \ldots + I_j. \qquad (1)$$

În cele ce urmează, consola astfel definită o vom denumi ***structură înlocuitoare.*** Efectul de împiedicare a rotirilor consolei, produs de legăturile cu riglele cadrului, îl vom înlocui prin încastrări elastice în punctele respective (fig. 2).

Dacă rigiditățile (momentele necesare pentru a produce rotiri egale cu unitatea) la capetele riglei unui nivel sînt K_{12}, K_{21}, K_{23}, K_{32}, ... $K_{j-1,j}$, $K_{j,j-1}$, atunci rigiditatea elementului care realizează încastrarea elastică la nivelul respectiv în structura înlocuitoare este :

$$K = K_{12} + K_{21} + K_{23} + \\ + K_{32} + \ldots + K_{j-1,j} + K_{j,j-1}. \qquad (2)$$

Dacă riglele sînt cu secțiune constantă, rigiditățile lor sînt (fig. 3) :

$$K_{12} = K_{21} = \frac{6\,EI_{12}}{l_{12}}\,;\; K_{23} = K_{32} = \frac{6\,EI_{23}}{l_{23}}\,;$$

$$\ldots K_{j-1,j} = K_{j,j-1} = \frac{6\,EI_{j-1,j}}{l_{j-1,j}}, \qquad (3)$$

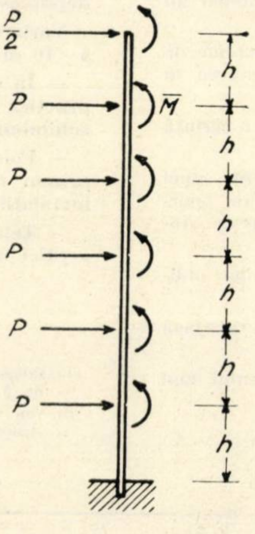


Fig. 2. Solicitările structurii înlocuitoare

unde :

E este modulul de elasticitate al materialului cadrului;

I_{12}, I_{23} ... $I_{j-1,j}$ — momentele de inerție ale riglelor 1,2 ... j ;

l_{12}, l_{23} ... $l_{j-1,j}$ — deschiderile de calcul ale acestor rigle.

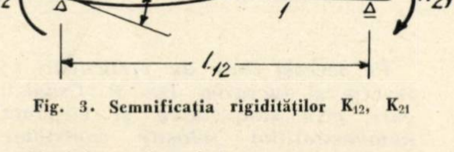


Fig. 3. Semnificația rigidităților K_{12}, K_{21}

Forțele orizontale concentrate și momentele de încastrare din dreptul riglelor se înlocuiesc, după teoria lui *H. Beck*, cu elemente corespunzătoare distribuite (fig. 4). Înlocuim forțele concentrate date de vînt cu sarcina uniform distribuită:

$$p = \frac{P}{h}, \qquad (4)$$

iar încastrările elastice concentrate în dreptul riglelor le înlocuim cu o încastrare echivalentă distribuită de rigiditate :

$$k = \frac{K}{h}. \qquad (5)$$

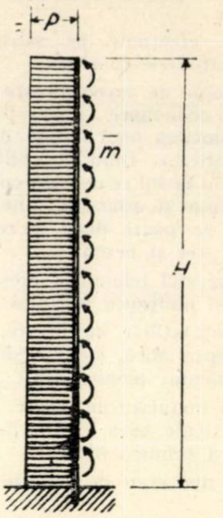


Fig. 4. Înlocuirea forțelor concentrate cu forțe distribuite

II. REZOLVAREA PROBLEMEI

În structura înlocuitoare (fig. 5), definim secțiunile prin ordonatele x măsurate de la extremitatea liberă a structurii. Deformata axului structurii este determinată de deplasările orizontale ale punctelor lui : $y = y\ (x)$. Momentele $\overline{m} = \overline{m}\ (x)$, date de încastrarea elastică în structura înlocuitoare din figura 4, le considerăm că rotesc în sens pozitiv. Aceste momente sînt proporționale cu rotirile y' ale axului structurii :

$$\overline{m} = -\,ky'. \qquad (6)$$

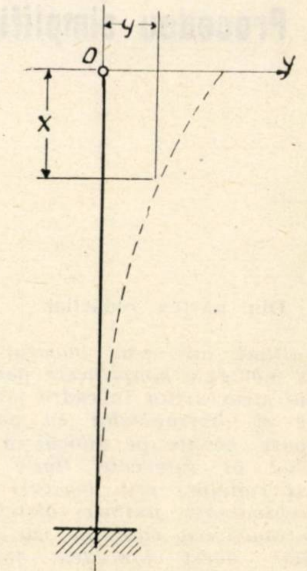


Fig. 5. Deformata structurii înlocuitoare

Momentul încovoietor în secțiunea x din toate încărcările distribuite ce acționează asupra structurii înlocuitoare are expresia :

$$M = \frac{px^2}{2} - \int_0^x \overline{m}\,dx. \qquad (7)$$

Derivînd ambii membri ai acestei egalităţi în raport cu x, avem :

$$M' = p\,x - \overline{m}, \qquad (8)$$

de unde, ţinînd seama de (6), rezultă :

$$M' = p\,x + ky'. \qquad (9)$$

Derivînd această egalitate şi introducînd relaţia cunoscută din rezistenţa materialelor :

$$y'' = \frac{M}{EI}$$

se obţine în final ecuaţia diferenţială :

$$M'' - \frac{k}{EI}M = p.$$

Soluţia generală a ecuaţiei, notînd :

$$\alpha \equiv \left(\frac{k}{EI}\right)^{1/2}, \qquad (10)$$

va fi :

$$M = A\sin h\,\alpha\,x + B\cos h\,\alpha\,x - \frac{p}{\alpha^2}. \qquad (11)$$

Valoarea constantei de integrare B o putem stabili direct, din condiţia : M (0) = 0. Din această condiţie rezultă :

$$B - \frac{p}{\alpha^2} = 0,$$

de unde :

$$B = \frac{p}{\alpha^2}. \qquad (12)$$

Pentru determinarea constantei A folosim condiţia $m\ (H) = 0$. Această condiţie se poate scrie, ţinînd seamă de (8) :

$$M'(H) = pH.$$

Dacă facem înlocuirile (11) şi (12), găsim :

$$A\,\alpha\cos h\,\alpha\,H + \frac{p}{\alpha}\sin\,h\,\alpha\,H = pH,$$

de unde :

$$A = \frac{p}{\alpha^2}\cdot\frac{\alpha H - \sin h\,H}{\cos h\,H}. \qquad (13)$$

Înlocuind în (11) pe A şi B cu expresiile lor (12) şi (13), găsim valoarea momentului încovoietor în structura înlocuitoare :

$$M = \frac{p}{\alpha^2}\left(\frac{\alpha H - \sin h\alpha H}{\cos h\alpha H}\sin h\alpha x + \right.$$

$$\left. + \cos h\alpha x - 1\right) \qquad (14)$$

şi ţinînd seamă de (8), obţinem pentru momentele de încastrare elastică distribuite $\overline{m}$ expresia :

$$\overline{m} = -\frac{p}{\alpha}\left(\frac{\alpha H - \sin h\alpha H}{\cos h\alpha H}\cos h\alpha x + \right.$$

$$\left. + \sin h\alpha x\right) + px. \qquad (15)$$

Acum putem determina momentele de încastrare elastică concentrate $\overline{M}$. Pentru rigla de la extremitatea superioară, adică pentru $x = 0$, avem :

$$\overline{M}\,(0) = \int_0^{h/2}\overline{m}\,dx$$

sau :

$$\overline{M}\,(0) = -\frac{p}{\alpha^2}\left(\frac{\alpha H - \sin h\alpha H}{\cos h\alpha H}\sin h\frac{\alpha h}{2} + \right.$$

$$\left. + \cos h\frac{\alpha\,h}{2} - 1\right) + \frac{p\,h^2}{8}. \qquad (16)$$

La fel se determină momentele de încastrare elastică concentrate la nivelul celorlalte rigle ale cadrului, adică pentru

$$x = h,\ x = 2\,h,\ x = 3\,h\,\ldots\,x = H.$$

În aceste puncte :

$$\overline{M}\,(x) = \int_{x-\frac{h}{2}}^{x+\frac{h}{2}}\overline{m}\,dx,$$

adică :

$$\overline{M}\,(x) = -\frac{ph}{\alpha}\times$$

$$\times\frac{\sin h(\alpha h/2)}{\alpha h/2}\left(\frac{\alpha H - \sin h\,\alpha\,H}{\cos\ h\alpha H}\cos h\alpha x + \right.$$

$$\left. + \sin h\alpha x\right) + phx. \qquad (17)$$

Cu acesta, putem determina momentele încovoietoare M^* ale structurii înlocuitoare, întrucît sarcinile concentrate P erau cunoscute de la început, iar momentele concentrate $\overline{M}$ le-am determinat mai sus. Calculul se face cu relaţiile simple ale staticii, ca pentru o consolă obişnuită.

Cunoscînd momentele M^* în structura înlocuitoare, se calculează momentele M_1^*, M_2^* ... M_j^* în stîlpii 1,2 ... j ai cadrului real, distribuind momentele M^* proporţional cu momentele de inerţie ale stîlpilor respectivi :

$$M_1^* = \frac{I_1}{I}M^*;\ M_2^* = \frac{I_2}{I}M^*\ldots$$

$$M_j^* = \frac{I_j}{I}M^*. \qquad (18)$$

După aceea stabilim valorile momentelor încovoietoare la capetele riglelor, împărţind momentele $\overline{M}$ capetelor de rigle proporţional cu rigidităţile lor. Rezultă în acest mod pentru capetele grinzilor 1,2 ... j :

$$\overline{M}_{12} = \frac{K_{12}}{K}\overline{M};\quad \overline{M}_{21} = \frac{K_{21}}{K}\overline{M};\ldots$$

$$\overline{M}_{j-1,j} = \frac{K_{j-1,j}}{K}\overline{M}. \qquad (19)$$

La stabilirea relaţiilor de mai sus am admis ipoteza că rapoartele între rigidităţile barelor cadrului considerat sînt cele ale unui aşa-numit „cadru proporţional". În cazul cînd această ipoteză nu corespunde realităţii, momentele obţinute din calcul trebuie corectate. Dacă însă riglele sînt puţin rigide în raport cu stîlpii, aceste corecţii se pot neglija şi în cazul cadrelor neproporţionale. În astfel de situaţii, cînd convergenţa unui calcul iterativ este nesatisfăcătoare, calculul expus mai sus poate fi utilizat cu caracter orientativ.

Exemplu de calcul

Să aplicăm procedeul de calcul expus la cadrul ortogonal din figura 6.

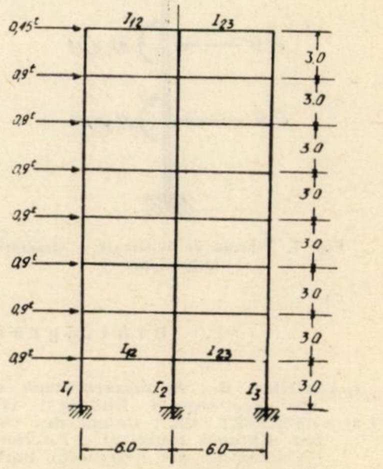


Fig. 6. Exemplu de calcul

— Înălţimea unui etaj este h=3,0 m.

— Înălţimea totală a cadrului

$$H = 8\,h = 24\ \text{m}. \qquad (20)$$

— Deschiderile riglelor: l_{12} = 6,0 m; l_{23} = 6,0 m.

— Momentele de inerţie ale secţiunilor stîlpilor: I_1=0,0025 m⁴; I_2=0,0050 m⁴; I_3 = 0,0025 m⁴,

astfel încît cu relaţia (1)

$$I = 0{,}0025 + 0{,}0050 + 0{,}0025 = 0{,}01\ \text{m}^4. \qquad (21)$$

— Riglele cadrului sînt de secţiune constantă şi au momente de inerţie: I_{12} = 0,0012 m⁴; I_{23} = 0,0012 m⁴.

Cadrul considerat face parte din categoria cadrelor numite „proporţionale".

Înlocuim întîi pentru calcul sarcinile concentrate date de vînt cu sarcina uniform distribuită echivalentă, conform relației (5):

$$p = \frac{0,9}{3,0} = 0,3 \text{ t/m}.$$

Apoi stabilim rigiditățile capetelor grinzilor, cu ajutorul relației (3)

$$K_{12} = K_{21} = K_{23} = K_{32} = \\ = \frac{6\,E \times 0,0012}{6,0} = 0,0012\ E\ (\text{m}^3).$$

Din (2) și (5) rezultă atunci:

$$K=4\times0,0012\ E=0,0048\ E\,(\text{m}^3), \qquad (22)$$

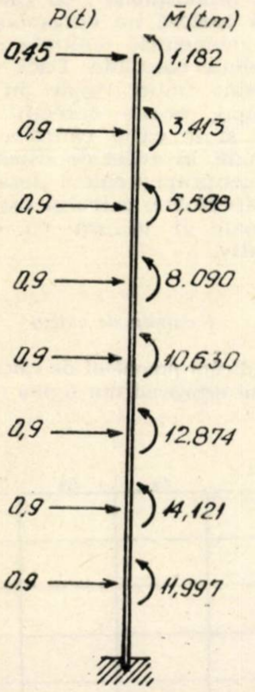


Fig. 7. Schema de încărcare a structurii înlocuitoare

respectiv:

$$k = \frac{0,0048\ E}{3,0} = 0,0016\ E\ (\text{m}^2). \quad (23)$$

În sfîrșit, cu ajutorul relațiilor (10), (21) și (23) calculăm coeficientul α:

$$\alpha = \left(\frac{0,0016\ E}{0,01\ E}\right)^{1/2} = 0,4\ \text{m}^{-1}.$$

O dată cunoscute aceste valori, se calculează momentele de încastrare elastică concentrate $\overline{M}$ în dreptul fiecărui nivel al structurii înlocuitoare, cu formulele (16) și (17).

Rezultatele calculului sînt arătate în tabela 1. Tot în această tabelă sînt date și valorile exacte pentru $\overline{M}$, în cazurile:

— (a) cînd riglele de la ultimul nivel au aceleași rigidități ca și celelalte rigle;

— (b) cînd riglele de la ultimul nivel au rigidități egale cu jumătate din cele ale riglelor de la celelalte niveluri.

Tabela 1

Momentele de încastrare elastică în structura înlocuitoare

ϰ (m)	M (ϰ)	(tm)	
	Valori aproximative calculate cu relațiile (16) și (17)	Valori exacte	
		Cazul (a)	Cazul (b)
0	1,182	1,729	1,311
3,0	3,413	3,247	3,532
6,0	5,598	5,554	5,645
9,0	8,090	8,084	8,113
12,0	10,630	10,590	10,600
15,0	12,874	12,794	12,797
18,0	14,121	13,982	13,983
21,0	11,997	11,976	11,976
24,0	0	0	0

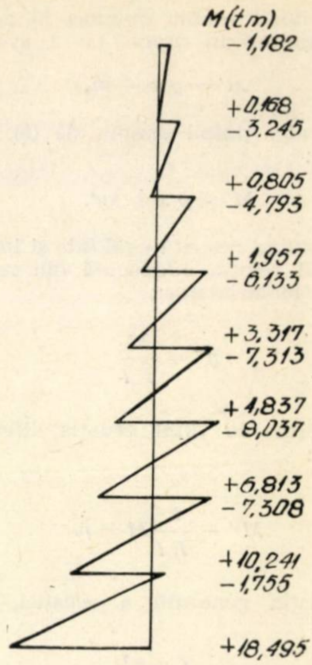


Fig. 8. Diagrama de momente în structura înlocuitoare

După cum se vede din compararea datelor din tabelă, la nivelurile inferioare, adică tocmai acolo unde momentele produse de vînt sînt maxime, momentele calculate cu procedeul aproximativ corespund bine cu valorile exacte.

Putem apoi calcula imediat momentele încovoietoare în structura înlocuitoare, în baza schemei statice din figura 7. Rezultatele calculului sînt arătate în figura 8.

Bibliografie

[1] CSONKA P.: *Keretszerkezetek számitása a Cross-módszer segitségével,* Budapest, 1943.

[2] MASSONET Ch.: *Calcul des Ossatures a Grand Nombre d'Etages soumises á l'Action du Vent.* Mémoires de l'Association des Ingenieurs Sortis dde l'Ecole de Liège (1943) 213—216.

[3] VAN RUSSELT H.: *Constructions continues à barres droites.* Revue Universelle des Mines, de la Métallurgie, des Travaux Publics, des Sciences et des Arts Appliqués a l'Industrie. 90 (1947), 9e Série-Tome III No 10, 461—526.

[4] CSONKA P.: *Analysis of Frames with Movable Joints.* Müegyetemi Közlemények I (1948), 22—36.

[5] CSONKA P.: *Kerettartók számitása.* Epitéstudományi Kőzlemények 1 (1948), 3—7.

[6] CSONKA P.: *Eljàràs elmozduló sarkú derékszõgü keretek számitásàra, Budapest,* Tudományos Könyvkiadó Vàllalat 1950.

[7] NAYLOR N.: *Side Sway in Symmetrical Building Frames.* The Structural Engineer 28 (1950), 99—102.

[8] v. HALASZ R.: *Anschauliches Verfahren zur Berechnung von Durchlaufträgern und Rahmen (Ausgleichverfahren),* Berlin, W. Ernst u. Sohn, 1951.

[9] CSONKA P.: *Korszerü méretszámitàsi elvek és eljàràsok a szerkezeti épitészetben.* Az M.T.A. Müszaki Oszt. Kőzleményei 1 (1952), 816—838.

[10] CSONKA P.: *Une contribution à la simplification de la méthode de Hardy Cross.* La Technique Moderne-Construction 7 (1952) 85—90.

[11] KUPFERSCHMID V.: *Ebene und rãumliche Rahmentragwerke* Wien, Springer Verlag 1952.

[12] v. HALASZ R.: *Verfahren zur Berechnung von Rahmentragwerken nach Cross, Zaytzeff und Csonka,* Bauplanung und Bautechnik 7 (1952), 111—117.

[13] CSONKA P.: *Skorostnoi sposob rasciota mnogoetajnih ramnih Konstrukții,* Acta Technica 6 (1953), 177—188.

[14] OSWALD E.: *Berechnung verschieblicher Rahmentragwerke nach dem Momentenausgleichverfahren.* Die Bautechnik 30 (1953), 60—65.

[15] CSONKA P.: *A Cross-módszer, Egyetemi jegyzet.* Kőnyom. Budapest, 1954.

[16] Mc CLELLAN R. E.: *Lateral Deflections and Stresses in Building Frames,* Proceedings of the American Society of Civil Engineers 83 (J. Struct. Div.) 1957. Proc. Paper 1354, 1—18.

[17] CSONKA P.: *Berechnung verschieblicher Rahmentragwerke.* Die Bautechnik 31 (1954) 401—404, 32 (1955).

[18] GODFREY G. B.: *Une simplification de la méthode de Cross pour les cadres symetriques soumis aux déplacements latéraux.* L'Ossature Métallique 19 (1954), 151—160.

[19] ZAYTZEFF S.: *Méthode générale de double relaxation.* La Technique Moderne-Construction 9 (1954) 353.

[20] ROBERT E.—MUSETTE L.: *Le calcul des ossatures étagées a cellules multiples, sous l'action du vent.* L'Ossature Métallique 19 (1954), 609—616.

[21] ZAYTZEFF S.: *Méthode générale de double relaxation,* Construction 9 (1954), pp. 353—360, 10 (1955) 20—24.

[22] ROBERT-MUSETTE: *Le calcul des ossatures étagées a cellules multiples, sous l'action du vent.* Acier-Stahl-Steel 20 (1955), 425.

[23] AGENT R.: *Metoda aproximațiilor succesive, aplicată in probleme de statică și în alte probleme similare,* București, E.S.A.C., 1955.

[24] CSONKA P.: *Über proportionierte Rahmen.* Die Bautechnik 33 (1956), 19—20.

[25] LIGHTFOOT E.: *The Analysis for Wind Loading of Rigid-Jointed Multi-Storey Buildings Frames,* Civil Engineering, London 51 (1956), 757—759; 887—889.

[26] EISENMANN I.: *Iterationsweise Berechnung von längsverschieblichen Stockwerkrahmen,* Der Bauingenieur 31 (1956), 61—67.

[27]CSONKA P.: *Berechnung verschieblicher Rahmentragwerke.* Zuschrift und Erwiderung. Die Bautechnik 33 (1956), 33—34.

[28] BECK H. : *Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben, dargestellt am Beispiel des Vierendeel-Trägers.* Bauingenieur 31 (1956), 436—443.
[29] AGENT R. : *Dezvoltarea metodelor de calcul prin aproximaţii succesive în mecanica construcţiilor.* Industria construcţiilor şi a materialelor de construcţii 12, (1957). 689—706.
[30] OSWALD E. : *Momentenausgleich bei schlechten Konvergenzverhältnissen.* Die Bautechnik 34 (1957) 59—61.
[31] MANDL J. : *Erweiterung der Methode Csonka — Stockwerkrahmen mit geschossweise ungleichen Stielen.* Die Bautechnik 34 (1957), 369—372.
[32] ZAYTZEFF S. : *La méthode de Hardy Cross et ses simpiications* Paris, Editeur Dunod, 1957.
[33] CSONKA P. : *Svidkisnîi sposob rozralmku begatoetajnîh ramnîh konstrukţii,* Priklada Mehanika, Institut Budivelnoi Mekaniki Akad. Nauk (R.S.S. Uraineană), 4. vol. I (1958). 47—54.
[34] BECHERT H. : *Bemerkungen zur Berechnung seitenverschieblicher Rahmen mit dem Momentenausgleichverfahren.* Die Bautechnik 35 (1958), 401.
[35] BECK H. : *Ein Beitrag zur Berechnung regelmässig gegliederter Scheiben.* Ingenieur Archiv 26 (1958), 343—357.
[36] CSONKA P. : *Calcul des cadres ortogonaux a noeuds déplaçables.* Construction 14 (1959), 232—236, 275—277.
[37] MANDL J. : *Berechnung von verschieblichen Stockwerkrahmen mit Vouten nach dem Momentenausgleichverfahren.* Bauplanung — Bautechnik 13 (1959), 37—39. 76—80.
[38] BECK H. : *Ein Beitrag zur Berücksichtigung der Dehnungsverformungen bei Rahmen mit schlanken und gedrungenen Konstruktionsgliedern.* Die Bautechnik 36 (1959), 178—184.
[39] CSONKA P. : *Vierendeel-Träger mit verhältnismässig biegsamen Wandstäben.* Bauplanung-Bautechnik 14 (1960), 310—314.
[40] HABEL A. : *Zur Windberechnung vielgeschossiger Stockwerkrahmen nach Takabeya.* Die Bautechnik 37 (1960), 307—309.
[41] CSONKA P. : *Uj eljárás kismerevségü hevederekkel biró kerettartók számitására.* VI. Oszt. Közl. 28 (1961) 123—131.
[42] CSONKA P. : *Közelitő eljárás pàrhuzamos övü kerettartók számitásàra.* Magyar Epitöipar 10 (1961) 221—225.
[43] CSONKA P. : *Analysis of the Wind Effect on Rigid Jointed Multi-Storied Building Frames.* Acta Techn. Hung. 34. (1962), 135—140.
[44] CSONKA P. : *Neues Verfahren zur Berechnung von Vierendeel-Trägern mit verhältnismässing biegsamen Pfosten.* Acier, Stahl, Steel 27 (1962) 79—82.
[45] CSONKA P. : *Beitrag zur Berechnung waagrecht belasteter Stockwerkrahmen.* Die Bautechnik 39 (1962) 237—240
[46] CSONKA P. : *Toronyházak vázszerkezetének szàmitàsa szélterhelésre.* VI. Oszt. Közl. 30 (1962) 85—88.
[47] CSONKA P. : *Poutres Vierendeels avec montans relativement flexibles.* Béton Armé 6 (1962), 16—21.
[48] GIENCKE E. : *Über Berechnung regelmässiger Konstruktionen als Kontinuum.* Der Stahlbau 33 (1964) 1—6.

Coeficienţi pentru calculul grinzilor continue şi al cadrelor cu un nivel

Ing. R. Friedrich

1. **În metoda distribuirii momentelor** (metoda Cross), momentele echilibrate de la capetele barelor M_{jk} se obţin corectînd în mod succesiv momentele de încastrare perfectă M^{jk}. Dacă se notează cu m_{jk} suma corecţiilor (momente repartizate şi transmise) din capătul j al barei jk, momentul echilibrat M_{jk} va fi egal cu:

$$M_{jk} = m_{jk} + M^{jk}\,. \tag{1}$$

În lucrarea [1] momentele m_{jk} sînt date sub forma:

$$m_{jk} = \sum_{r=1}^{n} m^{r}_{jk} M^{r}\,, \tag{2}$$

unde M^r reprezintă momentul neechilibrat iniţial (suma momentelor de încastrare perfectă) din nodul r şi m^r_{jk} are semnificaţia unui coeficient de influenţă. Pentru *grinzi continue* (fig. 1), acest coeficient se calculează cu următoarele expresii [1]:

— dacă nodul i este situat în dreapta nodului r, în care se aplică momentul unitar M^r egal cu 1 ($r < i$),

$$m^{r}_{i,i+1} = T_{r,i}\,(b_i\,\Delta_{r-1,i+1} - r_{i,i+1}\,\Delta_{r-1,i})\,\frac{1}{\Delta}\,; \tag{3 a}$$

— dacă nodul i este situat în stînga nodului r ($r > i$),

$$m^{r}_{i,i+1} = T_{r,i}\,(\Delta_{i,r} - r_{i,i+1}\,\Delta_{i-1,r})\,\frac{1}{\Delta}\,; \tag{3 b}$$

— dacă nodul i coincide cu nodul r, în care se aplică momentul unitar ($r = i$),

$$m^{i}_{i,i+1} = (b_i\,\Delta_{i-1,i+1} - r_{i,i+1}\,\Delta_{i-1,i})\,\frac{1}{\Delta}\,. \tag{3 c}$$

Exemplu: Coeficientul m^{2}_{45} se determină conform (3 a) în felul următor (fig. 2):

$$m^{r}_{i,i+1} = m^{2}_{45}\ ;\ \ r_{i,i+1} = r_{45}\,;$$

$$T_{r,i} = T_{24} = (-\,r_{23}\ t_{23})\,(-r_{34}\ t_{34}) = r_{23}\ t_{23}\ r_{34}\ t_{34}\,;$$

$$b_i = b_4 = (-\,r_{45}\,t_{45})\,(-\,r_{54}t_{54}) = r_{45}\ t_{45}\ r_{54}\ t_{54}\,;$$

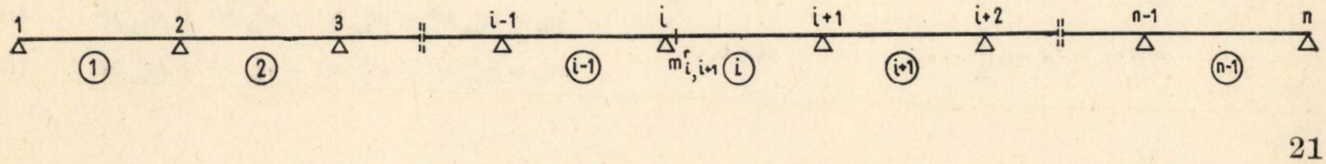
$$\Delta = 1 - (b_2 + b_3 + b_4 + b_5) + b_2(b_4 + b_5) + b_3\ b_5\,;$$

$$\Delta_{r-1,i+1} = \Delta_{15} = 1\,;\ \Delta_{r-1,i} = \Delta_{14} = 1 - b_5.$$

Rezultă:

$$m^{2}_{45} = T_{24}\ (b_4 - r_{45}\ \Delta_{14})\,\frac{1}{\Delta}\,.$$

Fig. 1



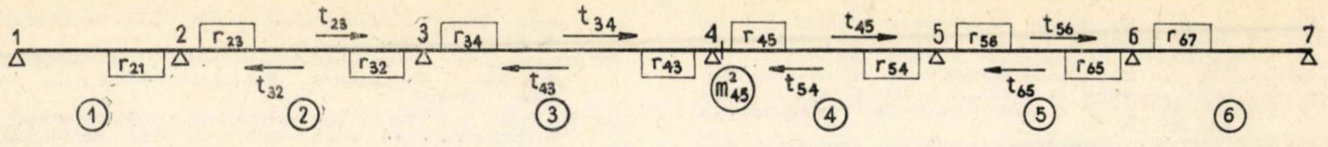


Fig. 2

Mărimea Δ se calculează cu ajutorul valorilor b, după următoarea regulă :

$\Delta = 1$ – (suma tuturor valorilor b) ;
+ (suma produselor tuturor combinațiilor posibile a cîte două valori b, corespunzătoare unor deschideri ce nu sînt adiacente) ;
– (suma produselor tuturor combinațiilor posibile a cîte trei valori b, corespunzătoare unor deschideri ce nu sînt adiacente) ;
+ . . . . etc.

Fiecărei deschideri îi corespunde o valoare b. Pentru deschiderile extreme $b_1 = b_6 = 0$.

Mărimea $\Delta_{r-1,i}$, sau în general Δ_{pq}, se obține din Δ, egalînd cu zero toate valorile b de la b_p pînă la b_q.

Utilizarea coeficienților de influență (3) înlocuiește efectuarea unui calcul prin aproximații succesive, obișnuit în metoda distribuirii momentelor. Este de remarcat că expresiile (3) sînt valabile pentru grinzi continue cu orice rezemare la extremități.

După cum se arată în lucrarea [1], procedeul de calcul propus are următoarele avantaje :

1. Fiecare moment de capăt se calculează independent de celelalte.

2. În cazul mai multor ipoteze de încărcare nu este necesar să se refacă numeric toată problema, deoarece coeficienții de influență depind numai de r și t. Se calculează numai noile momente de încastrare perfectă, noile momente neechilibrate M^r și se înlocuiesc în relațiile generale (2) deja stabilite.

În continuare se dau expresiile coeficienților de influență pentru grinzi continue cu trei pînă la șase deschideri :

– *grinzi continue cu trei deschideri* :

$$m_{23}^{2} = (b_2 - r_{23})\frac{1}{\Delta}; \; m_{23}^{3} = T_{32}(1 - r_{23})\frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (4\text{ a, b})$$

$$m_{34}^{2} = -T_{23}\, r_{34}\frac{1}{\Delta}; \; m_{34}^{3} = -r_{34}\frac{1}{\Delta} \;\ldots \qquad (5\text{ a, b})$$

unde :

$$T_{23} = -r_{23}\, t_{23};\; T_{32} = -r_{32}\, t_{32};\; b_2 = T_{23}\, T_{32};\; \Delta = 1 - b_2;$$

rezultă :

$$m_{23} = m_{23}^{2} M^2 + m_{23}^{3} M^3 \ldots \qquad (4)$$

$$m_{34} = m_{34}^{2} M^2 + m_{34}^{3} M^3 \ldots \qquad (5)$$

– *grinzi continue cu patru deschideri* :

$$m_{23}^{2} = (b_2 - r_{23}\;\Delta_{12})\frac{1}{\Delta}; \quad m_{23}^{3} = T_{32}\,(1 - r_{23})\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{23}^{4} = T_{42}\,(1 - r_{23})\frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (6\text{ a, b, c})$$

$$m_{34}^{2} = T_{23}\;(b_3 - r_{34})\frac{1}{\Delta}; \quad m_{34}^{3} = (b_3 - r_{34})\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{34}^{4} = T_{43}(\Delta_{34} - r_{34})\frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (7\text{ a, b, c})$$

$$m_{45}^{2} = -\;T_{24}r_{45}\frac{1}{\Delta}; \quad m_{45}^{3} = -\;T_{34}r_{45}\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{45}^{4} = -\;r_{45}\;\Delta_{34}\frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (8\text{a, b, c})$$

unde

$$T_{24} = T_{23}(-\,r_{34}t_{34});\; T_{42} = (-\,r_{43}\,t_{43})\;T_{32};\;\; \Delta = 1 - (b_2 + b_3);$$
$$\Delta_{12} = 1 - b_3;\; \Delta_{34} = 1 - b_2;$$

rezultă :

$$m_{23} = m_{23}^{2} M^2 + m_{23}^{3} M^3 + m_{23}^{4} M^4 \ldots \qquad (6)$$

$$m_{34} = m_{34}^{2} M^2 + m_{34}^{3} M^3 + m_{34}^{4} M^4 \ldots \qquad (7)$$

$$m_{45} = m_{45}^{2} M^2 + m_{45}^{3} M^3 + m_{45}^{4} M^4 \ldots \qquad (8)$$

– *grinzi continue cu cinci deschideri* :

$$m_{23}^{2} = (b_2\;\Delta_{13} - r_{23}\;\Delta_{12})\frac{1}{\Delta}; \quad m_{23}^{3} = T_{32}\,(\Delta_{23} - r_{23}\Delta_{13})\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{23}^{4} = T_{42}\,(1 - r_{23})\frac{1}{\Delta}; \qquad m_{23}^{5} = T_{52}\,(1 - r_{23})\frac{1}{\Delta}\cdot\cdot\cdot$$

$$(9\text{ a, b, c, d})$$

$$m_{34}^{2} = T_{23}\,(b_3 - r_{34}\;\Delta_{13})\frac{1}{\Delta}; \quad m_{34}^{3} = (b_3 - r_{34}\;\Delta_{23})\;\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{34}^{4} = T_{43}\,(\Delta_{34} - r_{34})\frac{1}{\Delta}; \qquad m_{34}^{5} = T_{53}\,(\Delta_{35} - r_{34})\frac{1}{\Delta}\cdot\cdot\cdot$$

$$(10\text{ a, b, c, d});$$

$$m_{45}^{2} = T_{24}\;(b_4 - r_{45})\frac{1}{\Delta}; \quad m_{45}^{3} = T_{34}\;(b_4 - r_{45})\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{45}^{4} = (b_4\Delta_{35} - r_{45}\Delta_{34})\frac{1}{\Delta}; \quad m_{45}^{5} = T_{54}(\Delta_{45} - r_{45}\Delta_{35})\frac{1}{\Delta}\ldots$$

$$(11\text{ a, b c d});$$

$$m_{56}^{2} = -\;T_{25}\,r_{56}\frac{1}{\Delta}; \qquad m_{56}^{3} = -\;T_{35}\;r_{56}\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{56}^{4} = -\;T_{45}\,r_{56}\Delta_{35}\frac{1}{\Delta}; \quad m_{56}^{5} = -\,r_{56}\;\Delta_{45}\frac{1}{\Delta}\ldots$$

$$(12\text{ a, b, c, d});$$

unde :

$$T_{25} = T_{24}\;(-\,r_{45}\;t_{45});\; T_{52} = (-\,r_{54}\;t_{54})\;\;T_{42};$$

$$\Delta = 1 - (b_2 + b_3 + b_4) + b_2\;b_4;\; \Delta_{12} = 1 - (b_3 + b_4);$$

$$\Delta_{13} = \Delta_{23} = 1 - b_4;$$

$$\Delta_{34} = \Delta_{35} = 1 - b_2;\; \Delta_{45} = 1 - (b_2 + b_3);$$

rezultă :

$$m_{23} = m_{23}^{2} M^2 + m_{23}^{3} M^3 + m_{23}^{4} M^4 + m_{23}^{5} M^5 \ldots \qquad (9)$$

$$m_{34} = m_{34}^{2} M^2 + m_{34}^{3} M^3 + m_{34}^{4} M^4 + m_{34}^{5} M^5 \ldots \qquad (10)$$

$$m_{45} = m_{45}^{2} M^2 + m_{45}^{3} M^3 + m_{45}^{4} M^4 + m_{45}^{5} M^5 \ldots \qquad (11)$$

$$m_{56} = m_{56}^{2} M^2 + m_{56}^{3} M^3 + m_{56}^{4} M^4 + m_{56}^{5} M^5 \ldots \qquad (12)$$

— grinzi continu[illegible] *şase deschideri :*

$$m_{23}^{2}=(b_2\,\Delta_{13}-r_{23}\,\Delta_{12})\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{23}^{3}=T_{32}\,(\Delta_{23}-r_{23}\,\Delta_{13})\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{23}^{4}=T_{42}\,(\Delta_{24}-r_{23}\,\Delta_{14})\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{23}^{5}=T_{52}\,(1-r_{23})\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{23}^{6}=T_{62}\,(1-r_{23})\,\frac{1}{\Delta};\ldots \qquad (13\text{ a, b, c, d, e})$$

$$m_{34}^{2}=T_{23}\,(b_3\,\Delta_{14}-r_{34}\,\Delta_{13})\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{34}^{3}=(b_3\,\Delta_{24}-r_{34}\Delta_{23})\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{34}^{4}=T_{43}\,(\Delta_{34}-r_{34}\,\Delta_{24})\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{34}^{5}=T_{53}\,(\Delta_{35}-r_{34})\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{34}^{6}=T_{63}\,(\Delta_{36}-r_{34})\,\frac{1}{\Delta}\ldots \qquad (14\text{ a, b, c, d, e})$$

$$m_{45}^{2}=T_{24}\,(b_4-r_{45}\,\Delta_{14})\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{45}^{3}=T_{34}\,(b_4-r_{45}\,\Delta_{24})\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{45}^{4}=(b_4\,\Delta_{35}-r_{45}\,\Delta_{34})\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{45}^{5}=T_{54}\,(\Delta_{45}-r_{45}\,\Delta_{35})\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{45}^{6}=T_{64}\,(\Delta_{46}-r_{45}\,\Delta_{36})\,\frac{1}{\Delta}\ldots \qquad (15\text{ a, b, c, d, e})$$

$$m_{56}^{2}=T_{25}\,(b_5-r_{56})\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{56}^{3}=T_{35}\,(b_5-r_{56})\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{56}^{4}=T_{45}(b_5\,\Delta_{36}-r_{56}\,\Delta_{35})\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{56}^{5}=(b_5\,\Delta_{46}-r_{56}\,\Delta_{45})\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{56}^{6}=T_{65}\,(\Delta_{56}-r_{56}\,\Delta_{46})\,\frac{1}{\Delta}\ldots \qquad (16\text{ a, b, c, d, e})$$

$$m_{67}^{2}=-\,T_{26}\,r_{67}\,\frac{1}{\Delta};\quad m_{67}^{3}=-\,T_{36}\,r_{67}\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{67}^{4}=-\,T_{46}\,r_{67}\,\Delta_{36}\,\frac{1}{\Delta};\, m_{67}^{5}=-\,T_{56}\,r_{67}\,\Delta_{46}\,\frac{1}{\Delta};$$

$$m_{67}^{6}=-\,r_{67}\,\Delta_{56}\,\frac{1}{\Delta}\ldots \qquad (17\text{ a, b, c, d, e})$$

unde :

$$\Delta=1-(b_2+b_3+b_4+b_5)+b_2\,(b_4+b_5)+b_3\,b_5$$

şi

m_{23}, m_{34}, m_{45}, m_{56}, m_{67} se calculează analog cu cazurile precedente.

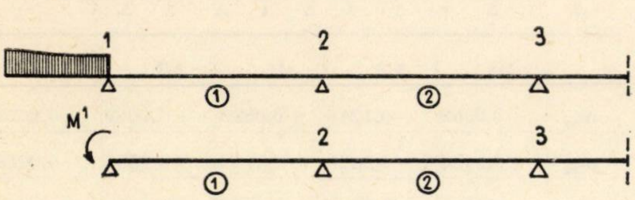

1
2
3
①
②
M^1
1
2
3
①
②

Fig. 3

De influenţa consolelor (fig. 3) se poate ţine seamă prin modificarea momentului M^2 :

$$M^2=M^{21}+M^{23}-t_{12}\,M^1. \qquad (18)$$

În tabelele 1—12 se dau coeficienţii de influenţă pentru grinzi continue cu deschideri egale şi moment de inerţie constant, cu diferite rezemări la extremităţi.

Exemple de calcul

1. Se cere să se calculeze momentele încovoietoare M_{23} şi M_{34} pentru grinda din figura 4([2], pag. 260).

Se determină : $T_{23}=-\,0{,}470\times0{,}5=-\,0{,}235$; $T_{32}=-\,0{,}527\times0{,}5=-\,0{,}263$;

$b_2=(-0{,}235)\;(-0{,}263)=+\,0{,}0618$;

$\Delta=1-0{,}0618=0{,}9382.$

Conform (4 a, b) şi (4) : $m_{23}^{2}=\dfrac{0{,}0618-0{,}470}{0{,}938}=-\,0{,}4360$;

$$m_{23}^{3}=\frac{(-0{,}263)\;0{,}530}{0{,}938}=-0{,}1485;$$

$m_{23}=-\,0{,}436\times5{,}124-0{,}1485\times\;(-2{,}062)=-\,1{,}924$ tm.

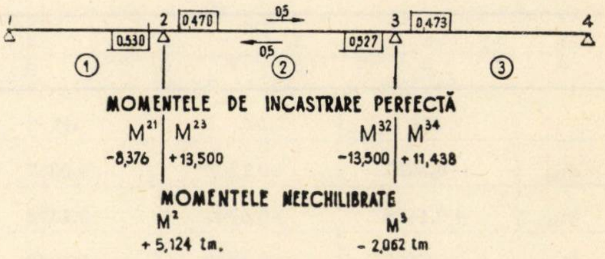

1
2
0,470
0,5
3
0,473
4
0,530
0,5
0,527
①
②
③
MOMENTELE DE INCASTRARE PERFECTĂ
M^{21}
M^{23}
M^{32}
M^{34}
-8,376
+13,500
-13,500
+11,438
MOMENTELE NEECHILIBRATE
M^2
M^3
+ 5,124 tm.
- 2,062 tm

Fig. 4

Rezultă : $\underline{M_{23}}=-\,1{,}924+13{,}500=+\,\underline{11{,}576\text{ tm}}$.

Analog rezultă din (5a,b) şi (5) :

$$m_{34}^{2}=+\,0{,}1186;\; m_{34}^{3}=-0{,}504;\; m_{34}=+\,1{,}648\text{ tm}$$

$$\text{şi }\underline{M_{34}}=+\,1{,}648+11{,}438=+\,\underline{13{,}086\text{ tm}}.$$

2. Se cere să se calculeze momentele încovoietoare M_{23}, M_{34} şi M_{43}, pentru grinda din figura 5 (vezi [1], pag. 167).

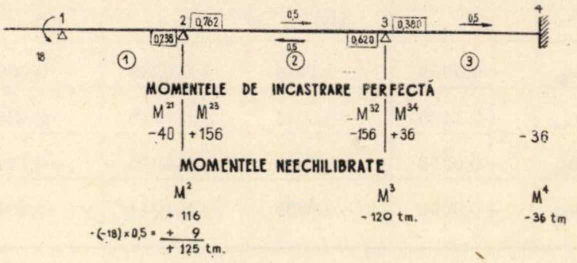

1
2
0,762
0,238
0,5
0,5
3
0,380
0,620
0,5
4
18
①
②
③
MOMENTELE DE INCASTRARE PERFECTĂ
M^{21}
M^{23}
M^{32}
M^{34}
-40
+156
-156
+36
-36
MOMENTELE NEECHILIBRATE
M^2
M^3
M^4
+ 116
-(-18)×0,5 = + 9
+ 125 tm.
- 120 tm.
-36 tm

Fig. 5

Aplicînd aceleaşi formule ca la exemplul precedent, rezultă :

$$m_{23}^{2}=-\,0{,}733;\; m_{23}^{3}=-\,0{,}0837;\; \underline{M_{23}}=-\,0{,}733\times125-$$
$$-0{,}0837\times(-120)+156=\underline{+\,74{,}2\text{ tm}};$$

$$m_{34}^{2}=+\,0{,}164;\; m_{34}^{3}=-\,0{,}431;\; \underline{M_{34}}=0{,}164\times125-$$
$$-\,0{,}431\times(-120)+36=\underline{+\,108{,}1\text{ tm}};$$

$$m_{43}^{2}=0{,}5\times0{,}164=0{,}082;\; m_{43}^{3}=-\,0{,}5\times0{,}431=-0{,}215;$$

$$\underline{M_{43}}=0{,}082\times125-0{,}215\times(-120)-36=\underline{-\,0{,}10\text{ tm.}}$$

Coeficienţii de influenţă daţi prin formulele (3), respectiv (4—17), pot fi folosiţi şi pentru *calculul cadrelor* de tipul celor din figura 6. Dacă nodurile sînt numerotate ca în figură, momentele m_{12}, m_{23}, m_{34}, m_{45},...etc. pot fi calculate direct, deoarece nodurile A,B,C,D,... nu influenţează procedura de echilibrare a momentelor.

Coeficienții de influență pentru grinzi continue, cu 3, 4, 5 și 6 deschideri egale și moment de inerție constant

— Grinzi continue simplu rezemate la capete

Tabela 1

1 2 3 4
Δ 1 Δ 2 Δ 3 Δ

	M^2	M^3
m_{23}	−0,5333	−0,1333
m_{34}	+0,1333	−0,4667

Tabela 2

1 2 3 4 5
Δ 1 Δ 2 Δ 3 Δ 4 Δ

	M^2	M^3	M^4
m_{23}	−0,5357	−0,1250	+0,0357
m_{34}	+0,1428	−0,5000	−0,1428
m_{45}	−0,0357	+0,1250	−0,4643

Tabela 3

1 2 3 4 5 6
Δ 1 Δ 2 Δ 3 Δ 4 Δ 5 Δ

	M^2	M^3	M^4	M^5
m_{23}	−0,5359	−0,1244	+0,0335	−0,0096
m_{34}	+0,1435	−0,5024	−0,1340	+0,0383
m_{45}	−0,0383	+0,1340	−0,4976	−0,1435
m_{56}	+0,0096	−0,0335	+0,1244	−0,4641

Tabela 4

1 2 3 4 5 6 7
Δ 1 Δ 2 Δ 3 Δ 4 Δ 5 Δ 6 Δ

	M^2	M^3	M^4	M^5	M^6
m_{23}	−0,5359	−0,1244	+0,0333	−0,0089	+0,0026
m_{34}	+0,1436	−0,5026	−0,1333	+0,0359	−0,0102
m_{45}	−0,0385	+0,1346	−0,5000	−0,1346	+0,0385
m_{56}	+0,0102	−0,0359	+0,1333	−0,4974	−0,1436
m_{67}	−0,0026	+0,0089	−0,0333	+0,1244	−0,4641

Coeficienții de influență pentru grinzi continue cu 3, 4, 5 și 6 deschideri egale și moment de inerție constant

— Grinzi continue simplu rezemate la un capăt și încastrate la cel opus

Tabela 5

1 2 3 4
Δ 1 Δ 2 Δ 3

	M^2	M^3
m_{23}	−0,5385	−0,1154
m_{34}	+0,1538	−0,5385
m_{43}	+0,0769	−0,2692

Tabela 6

1 2 3 4 5
Δ 1 Δ 2 Δ 3 Δ 4

	M^2	M^3	M^4
m_{23}	−0,5361	−0,1237	+0,0309
m_{34}	+0,1443	−0,5051	−0,1237
m_{45}	−0,0412	+0,1443	−0,5361
m_{54}	−0,0206	+0,0722	−0,2680

Tabela 7

1 2 3 4 5 6
Δ 1 Δ 2 Δ 3 Δ 4 Δ 5

	M^2	M^3	M^4	M^5
m_{23}	−0,5359	−0,1243	+0,0331	−0,0083
m_{34}	+0,1436	−0,5028	−0,1326	+0,0331
m_{45}	−0,0387	+0,1354	−0,5028	−0,1243
m_{56}	+0,0110	−0,0387	+0,1436	−0,5359
m_{65}	+0,0055	−0,0193	+0,0718	−0,2679

Tabela 8

1 2 3 4 5 6 7
Δ 1 Δ 2 Δ 3 Δ 4 Δ 5 Δ 6

	M^2	M^3	M^4	M^5	M^6
m_{23}	−0,5359	−0,1243	+0,0333	−0,0089	+0,0022
m_{34}	+0,1436	−0,5026	−0,1332	+0,0356	−0,0089
m_{45}	−0,0385	+0,1347	−0,5004	−0,1332	+0,0333
m_{56}	+0,0104	−0,0363	+0,1347	−0,5026	−0,1243
m_{67}	−0,0030	+0,0104	−0,0385	+0,1436	−0,5359
m_{76}	−0,0015	+0,0052	−0,0192	+0,0718	−0,2679

Coeficienţi de influenţă pentru grinzi continue, cu 3, 4, 5 şi 6 deschideri egale şi moment de inerţie constant

— Grinzi continue dublu încastrate la capete

Tabela 9

1 2 3 4
1 Δ 2 Δ 3

	M^2	M^3
m_{12}	−0,2667	+0,0667
m_{23}	−0,4667	−0,1333
m_{34}	+0,1333	−0,5333
m_{43}	+0,0667	−0,2667

Tabela 10

1 2 3 4 5
1 Δ 2 Δ 3 Δ 4

	M^2	M^3	M^4
m_{12}	−0,2678	+0,0714	−0,0178
m_{23}	−0,4643	−0,1428	+0,0357
m_{34}	+0,1250	−0,5000	−0,1250
m_{45}	−0,0357	+0,1428	−0,5357
m_{54}	−0,0178	+0,0714	−0,2678

Momentele m_{4A}, m_{5B}, m_{6C} (fig. 6a), de exemplu, pot fi calculate pe baza coeficienţilor de influenţă, ce urmează:

$$- \text{dacă } r < i: \; m^r_{i,\alpha} = - T_{r,i}\, r_{i,\alpha}\, \Delta_{r-1,i} \frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (19\,a)$$

$$- \text{dacă } r > i: \; m^r_{i,\alpha} = - T_{r,i}\, r_{i,\alpha}\, \Delta_{i-1,r} \frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (19\,b)$$

$$- \text{dacă } r = i: \; m^i_{i,\alpha} = - r_{i,\alpha}\, \Delta_{i-1,i} \frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (19\,c)$$

La fel se calculează şi momentele m_{2A}, m_{3B}, m_{4C}, m_{5D}, m_{3E}, m_{4F} din figura 6b.

Coeficienţii de influenţă o dată determinaţi se folosesc pentru calculul momentelor echilibrate în ambele trepte.

Exemplu de calcul

Se cere să se calculeze momentele încovoietoare M_{45}, M_{4A} şi M_{43}, în treapta I, pentru cadrul din figura 7.

Se determină: $T_{24} = (-0{,}92) \times 0{,}5 \times (-0{,}143) \times 0{,}5 = 0{,}0329$;

$T_{34} = (-0{,}143)\; 0{,}5 = -0{,}0715$;

$T_{54} = (-0{,}868)\; 0{,}5 = -0{,}434$;

$b_2 = (-0{,}92)\;(-0{,}857) \times 0{,}5 \times 0{,}5 = 0{,}196$;

$b_3 = (-0{,}143)\;(-0{,}110) \times 0{,}5 \times 0{,}5 = 0{,}00393$;

$b_4 = (-0{,}773)\;(-0{,}868) \times 0{,}5 \times 0{,}5 = 0{,}168$

$\Delta = 1 - (0{,}196 + 0{,}00393 + 0{,}168) + 0{,}196 \times 0{,}168 = 0{,}6650$;

$\Delta_{34} = \Delta_{35} = 1 - 0{,}196 = 0{,}804$; $\Delta_{45} = 1 - (0{,}196 + 0{,}0039) = 0{,}800$.

Tabela 11

1 2 3 4 5 6
1 Δ 2 Δ 3 Δ 4 Δ 5

	M^2	M^3	M^4	M^5
m_{12}	−0,2679	+0,0718	−0,0191	+0,0048
m_{23}	−0,4641	−0,1435	+0,0383	−0,0096
m_{34}	+0,1244	−0,4976	−0,1340	+0,0335
m_{45}	−0,0335	+0,1340	−0,5024	−0,1244
m_{56}	+0,0096	−0,0383	+0,1435	−0,5359
m_{65}	+0,0048	−0,0191	+0,0718	−0,2679

Tabela 12

1 2 3 4 5 6 7
1 Δ 2 Δ 3 Δ 4 Δ 5 Δ 6

	M^2	M^3	M^4	M^5	M^6
m_{12}	−0,2679	+0,0718	−0,0192	+0,0051	−0,0013
m_{23}	−0,4641	−0,1436	+0,0385	−0,0102	+0,0026
m_{34}	+0,1244	−0,4974	−0,1346	+0,0359	−0,0089
m_{45}	−0,0333	+0,1333	−0,5000	−0,1333	+0,0333
m_{56}	+0,0089	−0,0359	+0,1346	−0,5026	−0,1244
m_{67}	−0,0026	+0,0102	−0,0385	+0,1436	−0,5359
m_{76}	−0,0013	+0,0051	−0,0192	+0,0718	−0,2679

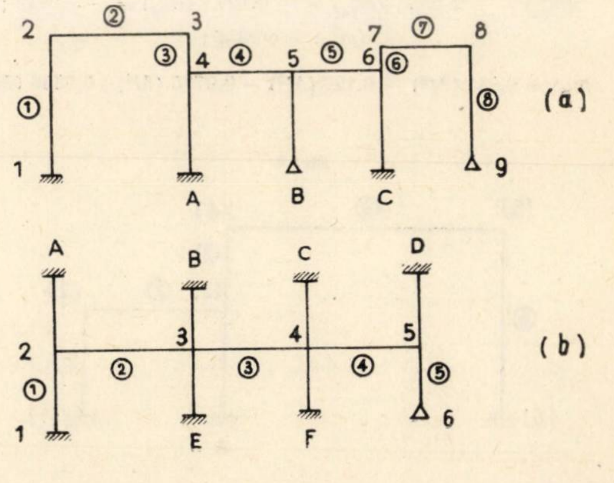
Formulele (11 a,b,c,d) şi (11) dau:

$$m^2_{45} = \frac{0{,}0329\;(0{,}168 - 0{,}773)}{0{,}665} = -0{,}030;$$

$$m^3_{45} = \frac{-0{,}0715\;(0{,}168 - 0{,}773)}{0{,}665} = +0{,}065;$$

$$m^4_{45} = \frac{0{,}168 \times 0{,}804 - 0{,}773 \times 0{,}804}{0{,}665} = -0{,}73;$$

Fig. 6



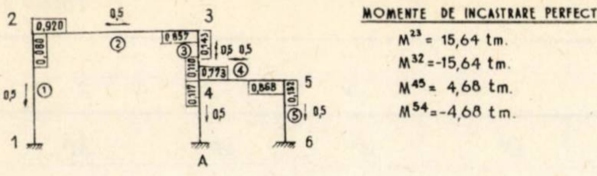


Fig. 7

$$m_{45}^{5} = \frac{-0,434\,(0,800 - 0,773 \times 0,804)}{0,665} = -0,116\,;$$

$$m_{45} = -0,030\ M^2 + 0,065\ M^3 - 0,730\ M^4 - 0,116\ M^5$$

Rezultă :

$$\underline{M_{45}} = -0,030 \times 15,64 + 0,065 \times (-15,64) - 0,730 \times \times 4,68 - 0,116 \times (-4,68) + 4,68 = +\underline{0,314\ \text{tm.}}$$

Formula (19 a) dă : $m_{4A}^{2} = -T_{24} \cdot r_{4A} \Delta_{14} \frac{1}{\Delta} = -$

$$-\frac{0,0329 \times 0,117 \times 1}{0,665} = -0,00578\,;$$

$$m_{4A}^{3} = -T_{34}\, r_{4A} \cdot \Delta_{24} \frac{1}{\Delta} = -\frac{(-0,0715) \times 0,117 \times 1}{0,665} = + + 0,01255.$$

Din formula (19 c) : $m_{4A}^{4} = -r_{4A}\,\Delta_{34} \frac{1}{\Delta} = -$

$$-\frac{0,117 \times 0,804}{0,665} = -0,141.$$

Din formula (19b) : $m_{4A}^{5} = -T_{54}\, r_{4A}\,\Delta_{35} \frac{1}{\Delta} = -$

$$-\frac{(-0,434) \times 0,117 \times 0,804}{0,665} + 0,0612\,;$$

$$m_{4A} = -0,00578\ M^2 + 0,01255\ M^3 - 0,141\ M^4 + 0,0612\ M^5.$$

Rezultă :

$$\underline{M_{4A}} = -0,00578 \times 15,64 + 0,01255 \times (-15,64) - 0,141 \times \times 4,68 + 0,0612 \times (-4,68) = \underline{-1,231\ \text{tm.}}$$

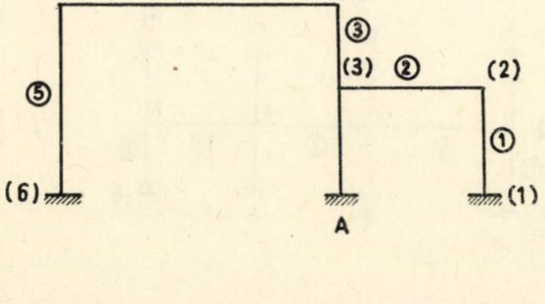
Pentru a putea folosi formulele date în lucrare și pentru calculul lui m_{43}, este convenabil să se schimbe numerotarea nodurilor, așa cum se arată în figura 8.

Momentului m_{43} din figura 7 îi corespunde momentul (m_{34}) din figura 8, pentru care, conform formulelor (10a,b,c,d) și (10), avem :

$$(m_{34}^{2}) = +0,055\,; \quad (m_{34}^{3}) = -0,127\,; \quad (m_{34}^{4}) = -0,0775\,;$$
$$(m_{34}^{5}) = 0,0356\,;$$

$$(m_{34}) = 0,055\,(M^2) - 0,127\,(M^3) - 0,0775\,(M^4) + 0,0356\,(M^5)$$

Fig. 8



și

$$m_{43} = 0,055\ M^5 - 0,127\ M^4 - 0,0775\ M^3 + 0,0356\ M^2$$

$$\underline{M_{43}} = 0,055 \times (-4,68) - 0,127 \times 4,68 - 0,0775 \times \times (-15,64) + 0,0356 \times 15,64 = \underline{0,915\ \text{tm.}}$$

Verificarea : $(\Sigma M)_4 = 0\,;\ +0,314 - 1,231 + 0,915 = -0,002 \sim 0.$

2. Dacă se folosește **metoda repartizării momentelor în forma simplificată** (metoda Dašek [3]), se ajunge la următorii coeficienți de influență :

$$-\ \text{dacă}\ r < i:\ \overline{m}_{i,i-1}^{r} = T_{r,i}\,\Delta_{r-1,i-1} \frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (20\,\text{a})$$

$$-\ \text{dacă}\ r > i:\ \overline{m}_{i,i-1}^{r} = T_{r,i}\,b_{i-1}\Delta_{i-2,r} \frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (20\,\text{b})$$

$$-\ \text{dacă}\ r = i:\ \overline{m}_{i,i-1}^{i} = b_{i-1}\,\Delta_{i-2,i} \frac{1}{\Delta} \ldots \qquad (20\,\text{c})$$

care se calculează mai ușor decît cei dați prin expresiile (3). Relația (1) devine însă, pentru o grindă continuă (fig. 9) :

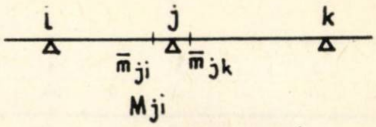


Fig. 9

$$M_{ji} = -r_{ji}\,(\overline{m}_{ji} + \overline{m}_{jk} + M^{j}) + \overline{m}_{ji} + M^{ji} \qquad (21\,\text{a})$$

și pentru un cadru :

$$M_{ji} = -r_{ji}\,(\Sigma\,\overline{m}_{j} + M^{j}) + \overline{m}_{ji} + M^{ji}. \qquad (21\,\text{b})$$

Totuși, folosirea coeficienților de influență, pe baza metodei Dašek, poate fi avantajoasă în cazul grinzilor continue, simetrice, cu multe deschideri, cînd se calculează momentele încovoietoare pe fiecare reazem și în cazul cadrelor.

Exemplu de calcul

Se cere calculul momentelor încovoietoare pe reazem pentru grinda continuă din figura 10.

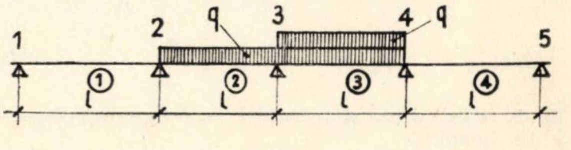


Fig. 10

Se determină : $b_2 = b_3 = 0,0715\,;\ \Delta = 1 - 2 \times 0,0715 = 0,857\,;$
$\Delta_{12} = 0,93\,;\ \Delta_{13} = \Delta_{23} = \Delta_{14} = \Delta_{24} = 1.$

Din (20a) rezultă : $\overline{m}_{32}^{2} = T_{23}\Delta_{12} \frac{1}{\Delta} =$

$$= \frac{(-0,571 \times 0,5) \times 0,93}{0,857} = -0,31\,;$$

$$\overline{m}_{43}^{2} = T_{24}\,\Delta_{13} \frac{1}{\Delta} = \frac{(-0,571 \times 0,5)\ (-0,5 \times 0,5)}{0,857} = +0,0833\,;$$

$$\overline{m}_{43}^{3} = T_{34}\,\Delta_{23} \frac{1}{\Delta} = \frac{-0,5 \times 0,5}{0,857} = -0,292.$$

Din (20b) rezultă : $\overline{m}_{32}^{4} = T_{43}\, b_2\, \Delta_{14} \frac{1}{\Delta} =$

$$= \frac{(-0{,}571 \times 0{,}5)\ 0{,}0715}{0{,}857} = -\ 0{,}0238.$$

Din (20c) rezultă : $\overline{m}_{32}^{3} = b_2\, \Delta_{13} \frac{1}{\Delta} = \frac{0{,}0715}{0{,}857} = +\ 0{,}0833\,;$

$$\overline{m}_{43}^{4} = b_3\, \Delta_{24} \frac{1}{\Delta} = \frac{0{,}0715}{0{,}857} = +\ 0{,}0833\,;$$

$$\overline{m}_{32} = -\ 0{,}31\ M^2 + 0{,}0833\ M^3 - 0{,}0238\ M^4 =$$
$$= (-0{,}31 \times 0{,}0834 + 0{,}0833 \times 0{,}0834 + 0{,}0238 \times$$
$$\times 0{,}1668)\ ql^2 = -\ 0{,}0149\ ql^2\,;$$

$$\overline{m}_{43} = +\ 0{,}0833\ M^2 - 0{,}292\ M^3 + 0{,}0833\ M^4 =$$
$$= (0{,}0833 \times 0{,}0834 - 0{,}292 \times 0{,}0834 - 0{,}0833 \times$$
$$\times 0{,}1668)\ ql^2 = -\ 0{,}0314\ ql^2.$$

Din cauza simetriei :

$$\overline{m}_{34} = -\ 0{,}0238\ M^2 + 0{,}0833\ M^3 - 0{,}31\ M^4 =$$
$$= (-0{,}0238 \times 0{,}0834 + 0{,}0833 \times 0{,}0834 + 0{,}31 \times$$
$$\times 0{,}1668)\ ql^2 = +\ 0{,}05676\ ql^2.$$

Pe de altă parte :

$$\overline{m}_{45} = 0.$$

Rezultă conform (21a) :

$$\underline{M_{32}} = -\ 0{,}5\ (-0{,}0149 + 0{,}0568 + 0{,}0834)\ ql^2 -$$
$$-\ 0{,}0149\ ql^2 - 0{,}0834\ ql^2 = \underline{-\ 0{,}1609\ ql^2}\,;$$

$$\underline{M_{43}} = -\ 0{,}571\ (-0{,}0314 + 0{,}0834) - 0{,}0314 +$$
$$+\ 0{,}0834 = \underline{+\ 0{,}0223\ ql^2}.$$

Bibliografie

[1] Feng Ch. C., Benton R. D. : *„Flow Graph of Moment Distribution“*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 90 No. ST2, April 1964.

[2] Avram C. : *„Grinzi continue“*. Ed. II-a, București, Ed. tehnică, 1965.

[3] Agent R. : *„Metoda aproximațiilor succesive“*, București, ESAC, 1955.

Fixarea termenelor contractuale prin metoda drumului critic la lucrările de reparații capitale și curente în construcții

Arh. J. Rădulescu

1. CONSIDERAȚII GENERALE ASUPRA M.D.C.

În ultimul timp, lucrările de construcții-montaj au luat o amploare deosebită. Directivele Congresului al IX-lea al Partidului Comunist Român prevăd o dezvoltare impetuoasă a lucrărilor de investiții. Numai din fondurile centralizate ale statului se prevăd a se executa în perioada 1966—1970 lucrări de investiții de 250—260 miliarde lei. Se prevede a se construi în această perioadă 300 000 de apartamente, care vor contribui la creșterea fondului de locuințe al statului.

Această dezvoltare a construcțiilor a făcut necesară organizarea unor unități de construcții de o amploare foarte mare. Față de alte industrii, industria construcțiilor prezintă o serie de particularități, dintre care cele mai importante sînt :

— obiectul muncii este fix, ceea ce face necesar ca echipele de lucru și unitățile de producție (șantierele) să se deplaseze de la un loc la altul, apărînd astfel de fiecare dată noi probleme organizatorice ;

— obiectele prezintă o mare varietate ; seriile de obiecte identice sînt rare și foarte mici ; ca urmare, structura producției și implicit colectivul de muncă sînt într-o continuă modificare ;

— activitatea de construcții este încă puternic influențată de condițiile meteorologice.

La lucrările de reparații se mai adaugă, pe lîngă particularitățile de mai sus, și cea a multitudinii punctelor de lucru (de ordinul miilor) de valori mici și foarte răspîndite.

Coordonarea tuturor elementelor — materiale, forțe de muncă, utilaje — ce concură la realizarea unei construcții necesită o preocupare de o complexitate deosebită. Ținînd seamă de aceasta este necesară urmărirea unei planificări atente și a unei coordonări perfecte a tuturor elementelor. Aceasta nu se poate realiza decît pe baza unei informări operative complete a conducătorilor de unități asupra diverselor situații ivite în procesul de producție.

Dată fiind această complexitate, ritmul și proporțiile producției, este din ce în ce mai greu ca prin metodele de uz curent să se realizeze o informare, în același timp operativă, completă și obiectivă. Devine din ce în ce mai dificilă reținerea și interpretarea acestor informații și adoptarea în timp util a celor mai eficiente măsuri pentru coordonarea activității.

Știința și tehnica modernă pun însă la îndemîna producției metode și mijloace adecvate necesităților. Metodele sînt cele ale cercetării operaționale. Mijloacele principale sînt calculatoarele electronice.

Una dintre metodele de planificare cele mai răspîndite în întreaga lume este METODA DRUMULUI CRITIC. De fapt se poate vorbi despre o întreagă clasă de metode, cunoscută și sub denumirile generale „PERT“ și „Metode de planificare în rețea“. Numărul variantelor din această clasă este astăzi foarte mare.

Primele trei variante, elaborate și experimentate în mod independent și aproape simultan în anii 1956—1958, au fost următoarele :

— PERT — Program Evaluation and Review Technics (S.U.A.).

— CPM — Critical Path Method (S.U.A.)

— Metoda potențialelor (Franța)

Ceea ce caracterizează toate variantele metodei este faptul că, în procesul planificării, intevine o fază nouă, care precede întocmirea graficului de execuție. În această fază se întocmește o schemă (denumită graf, rețea, grafic în rețea), care permite o analiză amănunțită a procesului tehnologic, a modului necesar în care se vor succeda operațiile. Această analiză este independentă de analiza duratelor și a resurselor.

Necesitatea cercetării operaționale și a coordonării și planificării producției se dovedește utilă, nu numai la lucrările de construcții-montaj (investiții), ci și la cele de reparații capitale și curente. Să vedem în care din sectoarele acestor genuri de lucrări se poate aplica, cu mai mult succes, metoda drumului critic.

Se știe că paralel cu dezvoltarea construcțiilor de locuințe, noi construcții se adaugă la fondul actual de locuințe. Acestea trebuie întreținute în permanență, pentru a nu se degrada și pentru a opri procesul lor natural de uzură. Această activitate se desfășoară în orașe pe mii și zeci de mii de puncte de lucru, care constituie o problemă organizatorică complexă, nu atît prin procesele tehnologice complicate, ci prin numărul imens de puncte de lucru răspîndite pe o suprafață relativ mare și la care trebuie o coordonare perfectă a forțelor de muncă, cu asigurarea materialelor, a utilajelor etc.

Aplicarea în acest domeniu a metodei drumului critic poate aduce multe îmbunătățiri, atît în privința corelării producției, a aprovizionării punctelor de lucru, a termenelor de execuție, cît și a planificării executării diverselor categorii de lucrări specifice reparațiilor.

În acest articol ne propunem a dezbate problema aplicării metodei drumului critic la fixarea duratei șantierelor de reparații, a termenelor contractuale la lucrările de reparații capitale și curente ale imobilelor din orașul București.

2. APLICAREA M.D.C. LA LUCRARILE DE REPARAȚII DE LOCUINȚE

Întreprinderile de construcții și reparații (IRCR) din Capitală și-au început activitatea în anul 1959 cu un volum de producție valoric de 112 702 000 lei. În acel an s-a executat un număr de 6 244 de lucrări de reparații la diverse clădiri din Capitală (locuințe, clădiri social-culturale, administrative, școli, spitale, magazine etc.).

În decurs de cinci ani (1959—1964), volumul de producție al I.R.C.R.-urilor a crescut permanent, ajungînd în anul 1964 la o realizare valorică de 326 984 000 lei, în anul respectiv executîndu-se un număr de 27 744 lucrări, adică cu 21 494 de lucrări mai mult decît în anul 1959 (tabela 1).

Această dezvoltare a volumului de producție se datorește în special creșterii numărului de lucrări de valoare mică, și care, implicînd o mare dispersare a forțelor de muncă, au o productivitate redusă, iar controlul lor tehnic se face foarte greu.

Se menționează că valoarea medie a unei lucrări, incluzînd prestările în construcții, reparațiile capitale, cît și lucrările executate în cadrul planului de deservire a populației, a scăzut în acest timp de la 18 000 lei/lucrare în 1959 la 12 000 lei/lucrare în 1964.

Această creștere masivă a numărului de lucrări de reparații capitale și curente la clădirile din Capitală (fig. 1) a ajuns să constituie o problemă organizatorică foarte importantă, mai ales în ceea ce privește durata șantierelor, care printr-o lungire excesivă constituie surse de mari nemulțumiri pentru locatari. Durata șantierelor de reparații concretizată încă de la începutul lucrărilor, de la contractare, prin fixarea termenului contractual între întreprinderea beneficiară (Întreprinderea de administrație locativă) și întreprinderea constructoare (Întreprinderea raională de construcții și reparații) constituie sursa de neînțelegere, de divergențe. Or, ținînd seamă de numărul mare de lucrări, beneficiarul, care în aceste tipuri de lucrări este și proiectant, nu poate să întocmească pentru fiecare lucrare un grafic de execuție.

Tabela 1

Situația realizărilor în diferite I.R.C.R. ale S.P.C. pe perioada 1959—1964 (în număr de șantiere)

I.R.C.R.	1959	1960	1961	1962	1963	1964
30 Decembrie	1 097	1 809	1 982	2 606	3 555	4 593
1 Mai	816	1 621	2 692	2 322	2 244	3 015
23 August	863	1 590	2 827	2 723	3 568	3 562
T. Vladimirescu	842	1 072	2 795	3 428	4 123	4 904
N. Bălcescu	840	1 739	2 864	2 932	2 947	3 754
V. I. Lenin	602	1 171	2 331	2 886	3 299	3 544
16 Februarie	747	941	1 243	2 173	2 306	2 487
Grivița Roșie	437	413	1 100	1 107	1 700	1 879
TOTAL :	6 244	10 356	17 834	20 177	23 736	27 744

În această situație, Sfatul Popular al Capitalei a fixat în anul 1963, printr-o decizie, ca termenele contractuale pentru lucrările de reparații să fie încheiate în funcție de valoarea acestor lucrări astfel :

— pentru lucrări pînă la 8 000 lei, termen 18 zile lucrătoare

— pentru lucrări de la 8 000—20 000 lei, termen 16-30 zile lucrătoare

— pentru lucrări de la 20 000—50 000 lei, termen 30—45 zile lucrătoare

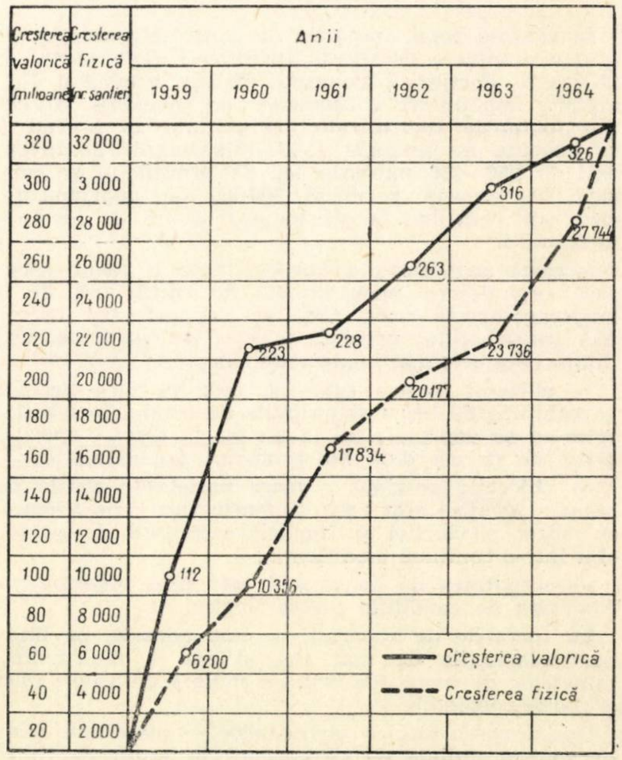
— pentru lucrări de la 50 000—100 000 lei, termen 45—60 zile lucrătoare

— pentru lucrări de la 100 000—200 000 lei, termen 60—80 zile lucrătoare

— pentru lucrări de la 200 000—300 000 lei, termen 80—100 zile lucrătoare.

Elaborarea acestor termene s-a făcut oarecum arbitrar, ținîndu-se seamă de procesul tehnologic numai la lucrările pînă la 8 000 lei, unde s-a considerat limita minimă dată de un șantier cu o structură sim-

Fig. 1. Creșterea fizică și valorică a producției I.R.C.R.-urilor între anii 1959 și 1961



plă de beton armat, socotindu-se timpul necesar pentru cofrarea, întărirea și priza betonului, decofrare și lucrările de finisaj. La fixarea acestor termene nu se făcea o distincție între lucrările cu structuri de beton armat și cele fără structuri de beton armat.

Acest lucru făcea să nu se poată respecta termenele fixate la unele lucrări, iar la altele (fără structuri) să fie posibilă o depășire legală de termene, care în practică puteau fi mult scurtate, ele avînd operații tehnologice ușoare : vopsitorii, zugrăveli, tencuieli etc.

O altă lipsă a deciziei sus-amintite era că o parte din termene au fost fixate numai pe baza experienței anilor precedenți, nefolosindu-se o metodă științifică pentru verificarea și fixarea lor, în care să se țină seamă de procesele complexe necesare unor astfel de lucrări, sau a altor parametri obligatorii (materiale, forțe de muncă, utilaje).

De asemenea, în cadrul termenelor fixate, acestea nu erau diferențiate, pe diverse categorii de lucrări, după natura lor. Astfel, lucrările de instalații electrice sau cele de instalații sanitare aveau aceleași termene de execuție ca cele de construcții sau cele de încălzire centrală. Or, la toate aceste categorii de lucrări, procesul tehnologic este diferențial.

Ținînd seamă de cele de mai sus, s-a făcut propunerea ca, pe baza unor date științifice, să se fixeze noi termene de execuție pentru diversele lucrări de construcții, reparații, instalații sanitare, electrice și de încălzire centrală, ce se execută de către întreprinderile de construcții și reparații din Capitală.

Pentru fixarea termenelor a fost folosită, pe lîngă experiența întreprinderilor între anii 1959—1965, și metoda drumului critic.

3. FIXAREA TERMENELOR DE EXECUȚIE CU AJUTORUL M.D.C.

La stabilirea noilor termene contractuale, s-a ținut seamă că o rezultantă reală a termenului de execuție a lucrărilor de reparații nu poate fi obținută numai unilateral, din aplicarea teoretică a drumului critic, ci trebuie să fie o îmbinare a experienței, acumulate într-un număr de ani, a practicii execuției lucrărilor cu metoda drumului critic.

În ceea ce privește prima parte a problemei (termenele experimentate pe un număr de ani), s-au luat termenele obținute pe o perioadă anterioară și cele obținute de întreprinderi pe semestrul I al anului 1965. S-a analizat în felul acesta un număr de 93 de lucrări de construcții, care au totalizat 5 696 zile lucrătoare de execuție (tabela 2).

Media zilelor lucrătoare la lucrările pînă la 8 000 de lei, valoare de deviz, a fost de 22, la cele pînă la 20 000 de lei a fost de 56, la cele între 20 000 și 50 000 lei, 68 zile și cele între 50 000 și 100 000 lei au durat 96 zile lucrătoare, iar cele între 100 000 și 150 000 lei, 92 de zile lucrătoare. Trebuie să remarcăm, că în aceste lucrări nu au intrat numai lucrările de reparații în construcții, ci și cele complexe, adică în devizul general au fost incluse și lucrări mai mici de instalații sanitare și electrice, care nu au depășit 10—20% din valoarea totală a lucrării.

S-a mai analizat, tot în acest fel, și un număr de 25 de lucrări de instalații sanitare, cu un număr total de 780 zile lucrătoare, și care au dat cifre medii de realizări pe categorii de lucrări de 20, 30, 61 și 69 zile lucrătoare.

Tot în acest fel, s-au făcut analize pentru stabilirea termenelor medii realizate de întreprinderi și la lucrările de instalații electrice și la cele de încălzire centrală.

În general, la aproape toate categoriile de lucrări s-a constatat, ca o observație generală, că termenele cresc într-o proporție oarecare pînă la valoarea de 50 000 lei, după care, fie că se mențin, fie că scad sau cresc într-o proporție foarte mică. Astfel, din practica lucrărilor se desprinde concluzia că la valori mari, procesele tehnologice se pot suprapune fără să producă o creștere direct proporțională a termenelor.

După această operație, s-a trecut la analiza unor lucrări prin metoda drumului critic. Procedeul a fost următorul : S-a ales întîi un număr de lucrări, care să se încadreze în limitele valorice stabilite de experiența practică, și cu procese tehnologice complexe,

Tabela 2

Analiza lucrărilor sem. I 1965 (construcții complexe)

VALOAREA		I. R. C. R.								TOTAL	MEDIA
		30 Dec.	1 Mai	23 Aug.	T. Vlad.	Nic. Bălc.	Lenin	16 Febr.	Gr. Roșie		
Pînă la 8 000 lei	nr. lucr.	2	8	2	2	2	2	1	1	20	22
	zile	24	199	21	37	36	57	22	36	432	
8 000—20 000	nr. lucr.	3	2	3	2	1	1	3	9	24	56
	zile	63	112	161	86	39	60	78	738	1337	
20 000—50 000	nr. lucr.	6	3	3	2	3	2	7	1	27	68
	zile	300	201	202	91	113	168	681	92	1848	
50 000—100 000	nr. lucr.	—	2	2	2	2	3	5	—	16	96
	zile	—	168	142	160	197	340	521	—	1528	
100 000—150 000	nr. lucr.	—	—	—	—	2	2	2	—	6	92
	zile	—	—	—	—	190	202	159	—	551	
150 000—200 000	nr. lucr.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	zile	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
200 000—300 000	nr. lucr.	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	zile	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

Tabela 3

DRUMUL CRITIC

Str. Rumeoară nr. 15, raionul 23 August — Val. 18 110 lei

I. Stabilirea cronologică a lucrărilor

Nr. crt. nod.	Art. deviz.	Indicativ	Cantitate	Denumirea articolului
1	33	Rp CT 30a	31 m²	desfacere învelitoare tablă
2	34	Rp CT 32	95 m	desfacere jgheaburi și burlane
3	6	Rp Ci 7a	27 m²	revizuit și reparat învelitoare țiglă
4	7	Rp Ci 19a	35 m²	reparat învelitoare țigle solzi
5	9 și 8	Rp Ci 17	100 m²	revizuit învelitoare tablă și
6	10 și 14	Rp Ci 22 b	63 m	burlane din tablă și jgheaburi
7	11	Rp Ci 25	6 m	glafuri și copertine din tablă
8	12	Rp Ci 30	1 buc.	tabachere din tablă
9	1	Rp CE 2a	6 m²	izolații hidrofuge
10	2	Rp CG 2a	1,5 m³	zidărie de cărămidă
11	35	Rp CT 34	622 cahle	demontat sobe teracotă
12	36	Rp CU 1a	622 cahle	montat sobe teracotă
13	13	Rp CJ 3	76 m²	reparat tencuieli interioare
14	15	RP CJ 28	89 m²	reparat tencuieli exterioare
15	16	Rp CJ 38	4 m²	tencuieli speciale la fațadă
16	19	Rp CN 12a	3 m²	reparat profile la cornișe, glafuri etc.
17	21	Rp CO 13a	72 m²	revizuit cercevele
18	22	Rp CO 57	17 m²	reparat uși
19	23	Rp CO 94	200 kg	reparat marchiză din metal
20	25	Rp CR 1b	100 m²	spoeli interioare
21	26	Rp CR 2b	207 m²	spoeli exterioare
22	27	Rp CR 3b	213 m²	zugrăveli interioare
23	28	Rp CR 8a	23 m²	vopsit pereți în ulei
24	29	Rp CR 13	31 m²	vopsit tîmplărie lemn
25	30	Rp CR 22a	10 m²	vopsit tîmplărie metal
26	31	Rp CR 30b	76 m²	vopsit învelitoare tablă

Obs. Nodurile 9 și 21 au fost incluse, în ceea ce privește termenul, la nodurile 10 și 20. La fel nodul 19 (art. Rp. CO 94 marchiză din metal), întrucît se execută în atelier și numai montajul se execută pe șantier, a fost inclus ca timp de execuție în nodul 18. La fel pentru art. 3, 4, 5, 10, 17, 18, 20, 24, 32.

care să poată da nota de generalitate în lucrările de reparații. Acestea au fost următoarele :

— lucrarea din str. Londra nr. 16, valoarea lei 4 419

— lucrarea din str. Sold. Răducanu 24, valoarea lei 4 403

— lucrarea din str. Rumeoară 15, valoarea lei 18 110

— lucrarea din cal. Moșilor 338, valoarea lei 31 971

— lucrarea din str. Garibaldi 32, valoarea lei 62 000

Pe lîngă acestea, pentru verificare, au mai fost analizate și altele. După alegerea lucrărilor principale, cu caracteristici de generalizare, s-a trecut la efectuarea următoarelor operații pentru fiecare în parte :

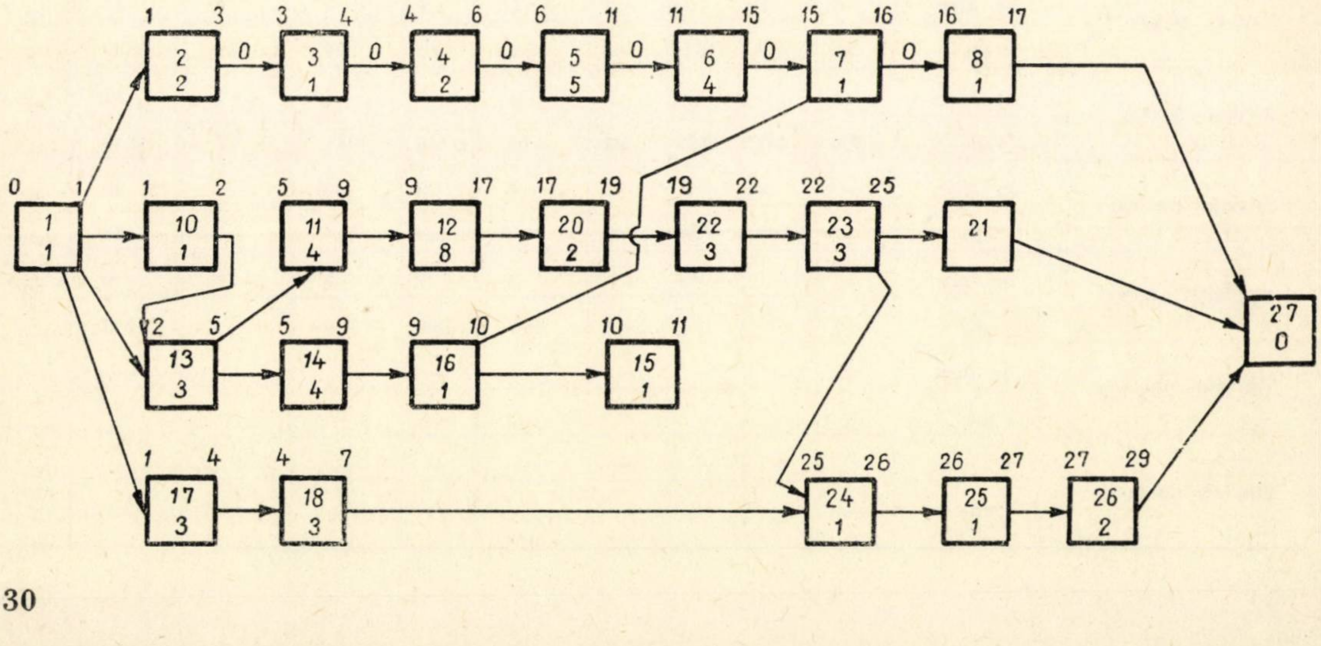
a. Stabilirea ordinei cronologice a lucrărilor

b. Întocmirea grafului lucrării

c. Stabilirea celor mai scurte termene de execuție a lucrărilor.

Din efectuarea acestor operații au reieșit termene mai scurte, în general, decît cele realizate în practică, semnalînd în același timp și operațiile critice, acelea la care executantul trebuie să fie deosebit de

Fig. 2. Graful lucrării din str. Rumeoară nr. 15, raion 23 August



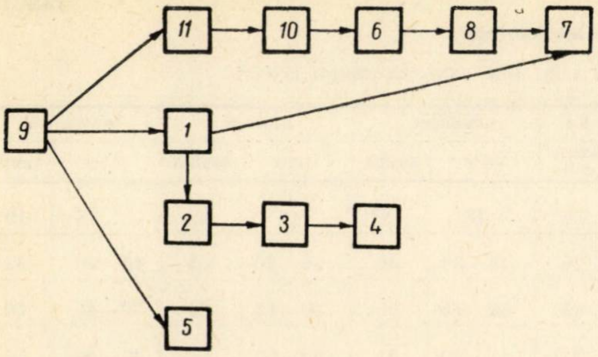


Fig. 3. Graful lucrării din str. Londra nr. 16

atent, pentru că o întîrziere la o operație poate produce întîrzieri în lanț în alte operații și în final la întreaga lucrare. Drumul pe „graf“ al tuturor operațiilor critice constituie în esență drumul critic al unei lucrări.

Pentru exemplificarea procedeului, vom lua operația stabilirii termenului de execuție, prin metoda drumului critic, a lucrării din str. Rumeoară nr. 15, raionul 23 August din Capitală, lucrare de reparație capitală în valoare, după deviz, de lei 18 110.

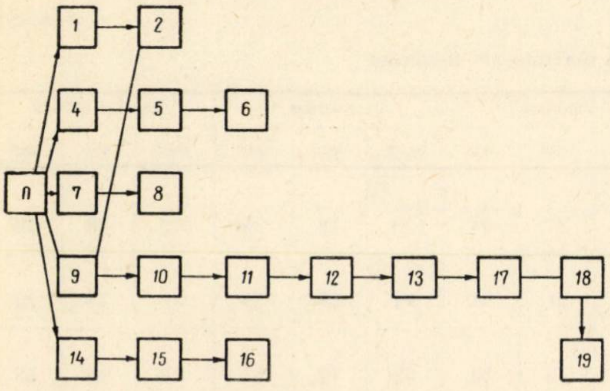
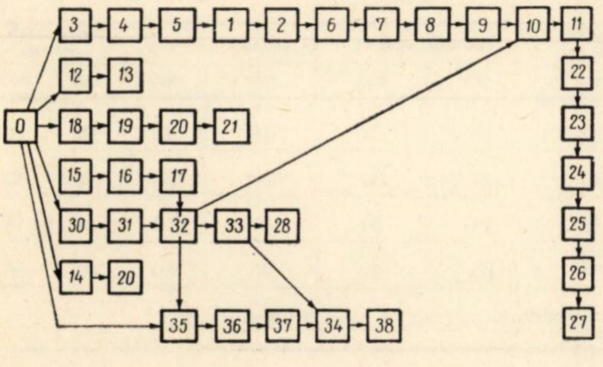


Fig. 4. Graful lucrării din str. Sold. Răducanu nr. 24

Această lucrare de reparație a unui imobil cuprindea revizuirea și repararea învelitorii, completarea cu jgheaburi a acoperișului, reparații la tencuieli interioare și exterioare, revizuirea tîmplăriei, refacerea sobelor de teracotă, zugrăveli, vopsitorii, precum și unele lucrări de mai mică importanță, însumînd, în prețuri de deviz, valoarea de mai sus.

Fig. 5. Graful lucrării din calea Moșilor nr. 338



Prima operație a fost aceea a stabilirii ordinei cronologice a lucrărilor. Această operație a fost realizată întocmindu-se un tablou în care s-au trecut toate articolele din situația definitivă, indicativele din indicatoarele de norme de deviz Rp. C., corespunzătoare fiecărui articol de deviz, și cantitățile de lucrări, pe fiecare articol de lucrare în parte (tabela 3).

Într-o rubrică specială, rubrica 1, s-au numerotat toate articolele de deviz cu o numerotare specială de la 1 la 26, cifre care reprezintă „nodurile“ cu care se va lucra la elaborarea grafului pentru aflarea operațiilor critice.

Tabela 4

DRUMUL CRITIC

Str. Rumeoară nr. 15 — Val. 18 110 lei

Nod	Op. preced.	Durata	Cel mai devreme	
			Începere	Terminare
1	0	1	0	1
2	1	2	1	3
10	1	1	1	1
13	1 și 10	3	1	3
17	1	3	1	3
3	2	1	3	4
11	13	4	3	7
14	13	4	3	7
18	17	3	3	6
4	3	2	4	6
12	11	8	7	15
16	14	1	7	8
5	4	5	6	11
20	12	2	15	17
15	16	1	8	9
6	5	4	11	15
22	20	3	17	20
7	6 și 16	1	15	16
8	7	1	20	21
23	22	3	20	23
24	23 și 18	1	21	22
25	24	1	23	24
26	25	2	24	$\boxed{26}$

După întocmirea tabelei cu ordinea cronologică a lucrărilor, s-a trecut la operația a doua, și anume aceea a elaborării „grafului“ (fig. 2). Aceasta s-a făcut așezîndu-se în mod grafic nodurile, în funcție de cursivitatea operațiilor pe care le reprezentau, în funcție de componența și continuitatea în lucru a echipelor ce urmau să execute lucrările și de legăturile între aceste echipe, care uneori se condiționau unele pe celelalte, în executarea unor operații (operații critice).

Legăturile între diversele noduri s-au arătat grafic prin săgeți, indicîndu-se trecerea de la un nod la altul. Astfel, spre exemplu, operația 11 și 12, demontat și remontat sobe de teracotă, a fost condiționată de operația 13, reparat tencuieli interioare, făcîndu-se legătura între una și cealaltă, deși ea era executată de o altă echipă, iar operația arătată prin nodul 7, copertine din tablă galvanizată, a fost condiționată de operația reprezentată prin nodul 16, reparat profile la cornișe, glafuri etc. Aceste succesiuni de operații, reprezentate prin cele 26 de noduri, au format graful lucrării din str. Rumeoară nr. 15. Astfel de grafuri au mai fost elaborate și pentru alte lucrări: str. Londra 16 (fig. 3), str. Soldat Răducanu (fig. 4), cal. Moșilor 338 (fig. 5) etc.

A treia operație, și ultima, pentru aflarea celui mai scurt termen de execuție a lucrării din str. Rumeoară nr. 15, a fost cea a stabilirii duratei fiecărei operații, conform nodurilor fixate anterior, și aflarea termenului final. Această operație s-a efectuat

Tabela 5

Termenele comparative ale lucrărilor

(conf. Deciziei 2054/1963 — conf. analizei sem. I/65 conf. drumului critic)

Valoarea	Complexe fără structura b.a.			Complexe cu structura b.a.			Sanitare		Electrice		Încălzire cent.	
	Vechi	Analiză	Drum critic	Vechi	Analiză	Drum critic	Vechi	Analiză	Vechi	Analiză	Vechi	Analiză
Pînă la 8 000	18	22	9	18	22	26	18	20	18	22	18	19
8 000 la 20 000	16—30	56	26	16—30	56	26	16—30	30	16—30	45	16—30	32
20 000 la 50 000	30—45	68	40	30—45	68	40	30—45	69	30—45	80	30—45	69
50 000 la 100 000	45—60	96	64	45—60	96	64	45—60	61	45—60	—	45—60	54
100 000 la 150 000	60—80	92	—	60—80	92	—	60—80	—	60—80	60	60—80	—

prin elaborarea unui tablou cuprinzînd numărul nodurilor, operațiile precedente ale fiecărui nod, durata efectivă a lucrării și fixarea termenelor de începere și terminare, în alternativa execuției „cel mai devreme a lucrărilor (tabela 4). Deși la lucrările mari de investiții această anexă cuprinde și alternativa „cel mai tîrziu“, precum și „marja“, în cazul de față, la lucrările de reparații nu s-a mai aplicat, deoarece din termenele experimentale, cu care s-a realizat media, au apărut termene destul de lungi de execuție.

Din ultima rubrică a acestei tabele, a reieșit numărul total de zile lucrătoare ce sînt necesare pentru executarea acestei lucrări, adică 26 de zile lucrătoare.

După efectuarea tuturor acestor operații, s-au stabilit, pentru toate lucrările caracteristice, termenele pe care metoda drumului critic le indică drept cele mai reale pentru efectuarea lucrărilor.

Apoi, pentru îmbinarea datelor obținute prin metoda experimentală și cea teoretică, s-a elaborat o tabelă comparativă care cuprinde trei tipuri de termene (tabela 5) : termene realizate într-o perioadă anterioară anului 1965, termene realizate în semestrul I/1965 și termenele reieșite din analiza făcută prin metoda drumului critic.

Tabela 6

Termenele medii, minime și maxime ale lucrărilor

Valoarea	Complexe fără struct. b.a.			Complexe cu struct. b.a.			Sanitare			Electrice			Încălzire centrală		
	med	min	max	med	min	max	med	min	max	med	min	max	med	min	max
Pînă la 8 000	16	14	18	22	20	24	19	17	21	20	18	22	37	18	22
8 000 la 20 000	35	30	40	35	30	40	26	21	31	34	29	39	27	22	32
20 000 la 50 000	48	43	53	48	43	53	49	44	54	52	47	57	53	48	58
50 000 la 100 000	74	64	84	74	64	84	70	60	80	70	60	80	70	60	80

Făcîndu-se media acestor termene, s-a stabilit cifra medie (considerată în zile lucrătoare) pentru fiecare gen de lucrare, conform criteriului valoric și al grupei din care face parte lucrarea (construcții, instalații sanitare, instalații electrice și instalații de încălzire centrală) (tabela 6).

Tabela 7

Termenele contractuale ale lucrărilor de reparații

Nr. crt.	Valoarea lucrării	Construcții complexe fără struct. b.a.		Construcții complexe cu struct. b.a.		Instalații sanitare		Instalații electrice		Instal. încălz. centrală	
		min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
1	Pînă la 8 000 lei	14	18	20	24	17	21	18	22	18	22
2	Între 8 000 și 20 000	30	40	30	40	21	31	29	39	22	32
3	Între 20 000 și 50 000	43	53	43	53	44	54	47	57	48	58
4	Între 50 000 și 100 000	64	84	64	84	60	80	60	80	60	80
5	Peste 100 000	grafice de execuție calendaristice sau pe baza drumului critic									

O dată stabilită cifra medie, s-a considerat că, în funcție de valorile lucrărilor, termenele se pot încadra într-o cifră minimă și o cifră maximă, cifre ce reprezentau termenele de execuție a lucrărilor și între care urmau să se încadreze obligatoriu toate termenele contractuale pentru lucrările de reparații la construcții, instalații sanitare, instalații electrice și de încălzire centrală (tabela 7).

În urma stabilirii acestor termene, s-a făcut un pas înainte în sectorul reparațiilor de locuințe, pentru scurtarea termenelor de execuție a lucrărilor, pentru îmbunătățirea condițiilor de calitate și de recepție a lor. Cu cît se vor introduce și în acest sector de activitate sisteme noi de lucru, metode științifice moderne în planificarea și execuția lucrărilor, cu atît fondul de locuințe va fi mai bine întreținut.

Bibliografie

[1] D.G.C.M. — S.P.O.B. : *Metoda drumului critic*

Intensificarea procesului de măcinare a cimentului prin adăugarea substanțelor tensioactive superficiale

Ing. Al. Buda și chimiștii L. Simon și S. Szabo

I. GENERALITĂȚI

Necesitatea de a obține cimenturi de calitate superioară și tendința de mărire a suprafețelor lor specifice, concomitent cu creșterea productivității morilor de ciment și a reducerii consumului de energie electrică, explică tendința de îmbunătățire a regimului de lucru al instalațiilor de măcinare existente.

Măcinarea fină a cimentului nu trebuie privită ca o simplă micșorare mecanică a particulelor de ciment pînă la o dimensiune determinată, ci ca un proces fizico-mecanic complicat, care decurge pe suprafața de limită a fazelor. Proprietățile mediului în care decurge mărunțirea (umiditatea, temperatura, activitatea adsorbtivă), o dată cu acțiunile mecanice, au o influență substanțială asupra rezultatelor procesului.

Aglomerarea particulelor de ciment reduce viteza de măcinare, iar pentru învingerea aderenței dintre ele se cheltuiește energie în mod inutil. În anii din urmă, mulți cercetători pleacă exclusiv de la teoria electrizării de contact. În cazul dispersării uscate a cimentului, se distruge unitatea diferitelor cristale, deoarece pe suprafața diferitelor feluri de cristale și pe fața sticloasă apar sarcini de sens contrar, la care se adaugă sarcini formate în urma frecării particulelor. Astfel, particulele foarte fine cu sarcini contrare se leagă de particulele mai mari, datorită forțelor electrostatice. Pentru înlăturarea acestor inconveniente, fie că se introduce o cantitate mică de apă (0,5—1,0%), care mărește conductibilitatea electrică a mediului înconjurător, producînd astfel neutralizarea sarcinilor electrice, formate în timpul măcinării, fie că se ionizează mediul, folosind raze X sau radioactive, cu o putere de ionizare mare (raze α sau β).

Folosind materiale tensioactive (hidrofile sau hidrofobe), care aderă pe suprafața particulelor solide, se schimbă proprietățile superficiale ale materialului (tensiunea superficială și interacțiunile între particule), mărind astfel eficacitatea procesului de măcinare și, totodată, micșorînd alipirea particulelor între ele și pe suprafața corpurilor de măcinare și blindaj.

Studierea comparativă a efectului substanțelor hidrofobe și hidrofile asupra măcinării cimentului dovedește că adaosurile hidrofobe duc la o intensificare mai eficientă a procesului de măcinare. Substanțele hidrofobe au un efect mai pronunțat în ultima fază a procesului de măcinare, atunci cînd particulele de ciment sînt mai fin dispersate. Acțiunea de intensificare mai puternică a adaosurilor hidrofobe în procesul de măcinare este în legătură, după toate probabilitățile, cu capacitatea mai mare de adsorbție a acestora.

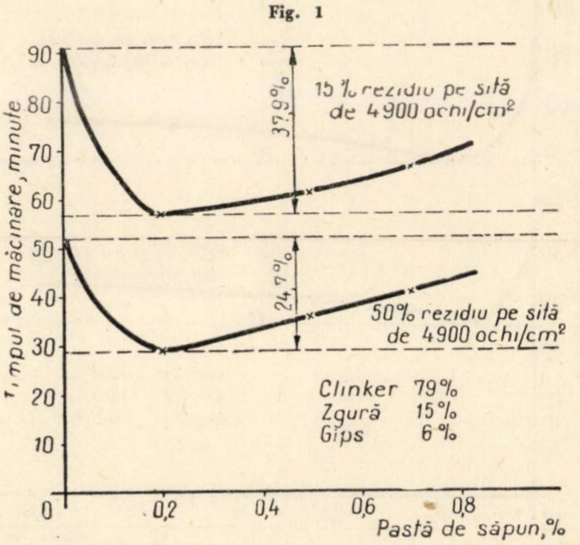
Unii cercetători afirmă că valoarea efectului depinde de felul concentrației și de metoda de introducere a substanțelor tensioactive, finețea de măcinare, umiditatea materialului, de regimul de funcționare a morii (viteza de rotație, cantitatea și compoziția corpurilor de măcinare) și de alți factori.

Dintre substanțele tensioactive care au efect asupra intensificării procesului de măcinare se pot enumera : acizii naftenici și sărurile de sodiu ale acestora, acidul oleic, uleiurile minerale sulfonate, acizii humici, lignina și materialele care o conțin (turbă, huilă de pădure), melasa, borhotul de melasă de la fabricarea spirtului, leșia bisulfitică, cocsul, trietanolamina, pastele de săpun, colofoniul, smoala saponificată.

Intensificatorii cei mai activi s-au dovedit a fi trietanolamina și trietanolamina cu borhot de melasă, prin pulverizarea în prima cameră a unei cantități de 0,20—0,05% (raportată la greutatea cimentului).

O condiție necesară pentru folosirea cu succes a acestei metode de intensificare este asigurarea regimului de umiditate admisibil pentru procesul de măcinare. S-a stabilit că, o dată cu creșterea umidității peste 2%, eficacitatea acțiunii substanțelor tensioactive scade brusc. Astfel, la o umiditate de 1,4%, productivitatea morii se poate mări cu 24%, iar la o umiditate de 0,8, cu 32,5%. La fabrica de ciment din Serebreakov — U.R.S.S., în urma experimentărilor

Fig. 1



efectuate cu diverse substanțe tensioactive, s-au obținut însemnate și interesante rezultate :
- productivitatea morii crește cu 13—17% ;
- consumul de energie se reduce cu 18—22% ;
- rezistențele cresc cu 20—30%.

Îmbunătățirea indicilor de rezistență a cimenturilor și betoanelor se explică prin îmbunătățirea compoziției granulometrice (mărirea conținutului fracției 10—30μ) și a acțiunii catalitice a acestora.

II. PARTEA EXPERIMENTALĂ

În lucrarea de față ne-am propus studierea intensificării la măcinare a cimentului, prin adaosuri de substanțe tensioactive. S-a urmărit variația gradului de măcinare, în funcție de timpul de măcinare, reducerea timpului de măcinare în urma adăugării substanțelor tensioactive și determinarea cantității optime de substanțe tensioactive.

Încercările au fost efectuate într-o moară de laborator cu următoarele caracteristici :
- diametrul morii (D) = 360 mm;
- lungimea morii (L) = 350 mm ;
- viteza de rotație (n) = 50 rot/min ;
- moară cu funcționare continuă ;
- corpuri de măcinare : bile Ø 50—60 mm 25 kg ;
- corpuri de măcinare biconice 25 kg.

Cantitatea de material folosit a fost de 5 kg, raportat la cantitatea corpurilor de măcinare.

S-a folosit clincher, ghips și zgură din producția curentă a fabricii, luîndu-se o probă medie, din care au fost efectuate toate încercările.

Ca substanțe tensioactive s-au folosit : pastă de săpun, trietanolamină, cocs metalurgic, trietanolamină + borhot de melasă (amestec 1 : 1), melasă de la fabrica de zahăr Luduș, turbă și leșie bisulfitică.

Compoziția amestecului de clincher, ghips și zgură a fost următoarea :
- clincher 79,0 %,
- ghips 6,0 %,
- zgură 15,0 %,

ceea ce corespunde unui ciment PZ-400.

La amestecul astfel obținut, s-au adăugat substanțele tensioactive în diferite proporții, raportate la cantitatea inițială de 5 kg.

Caracteristicile clincherului folosit sînt următoarele :
- granulație = 5—7 mm ;
- greutate litrică = 1 380 g/l ;

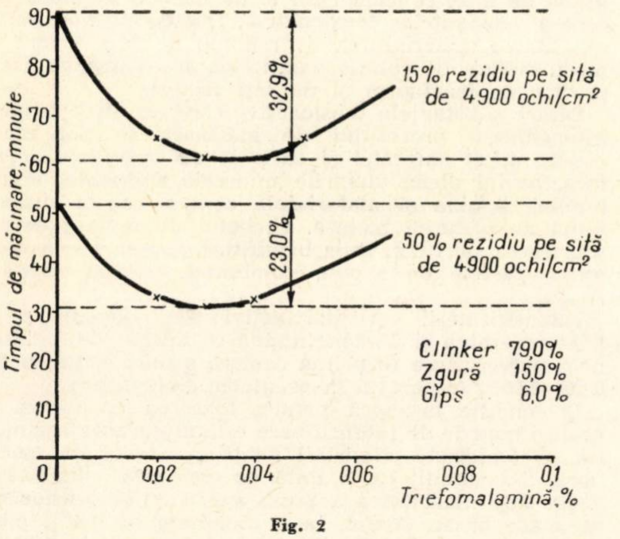


Fig. 2

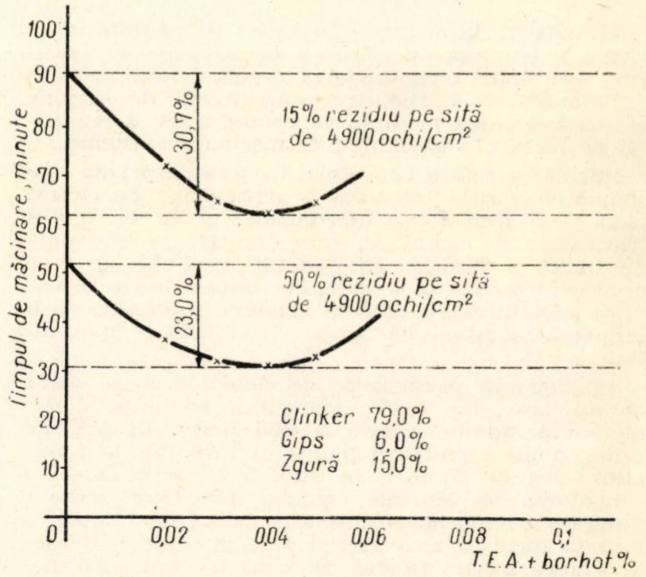


Fig. 4

Fig. 3

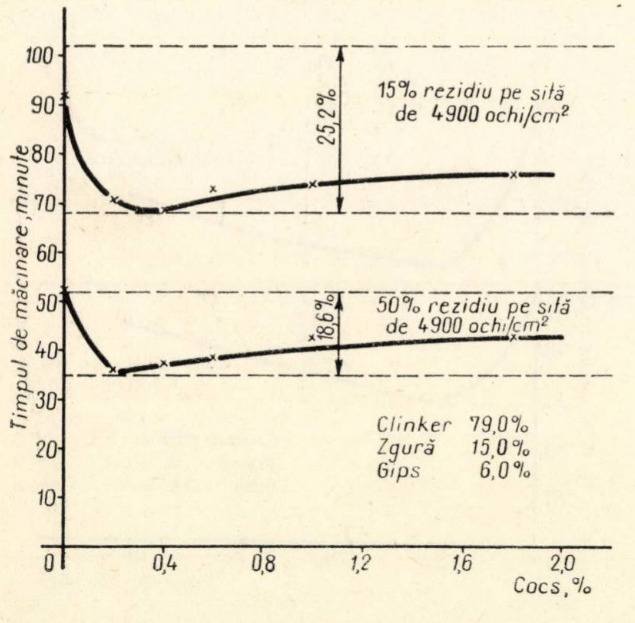
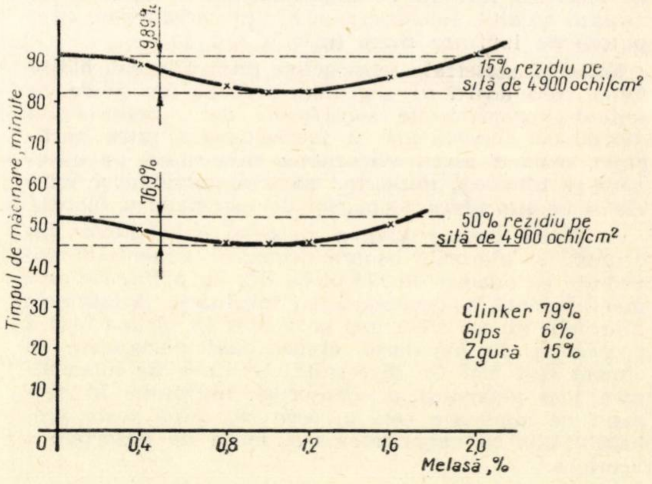


Fig. 5



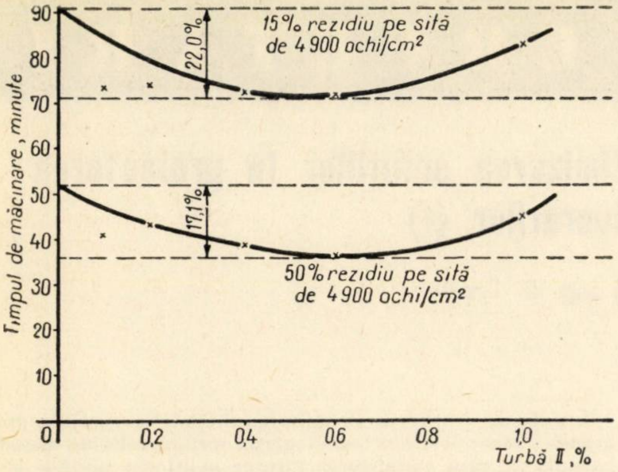


Fig. 6

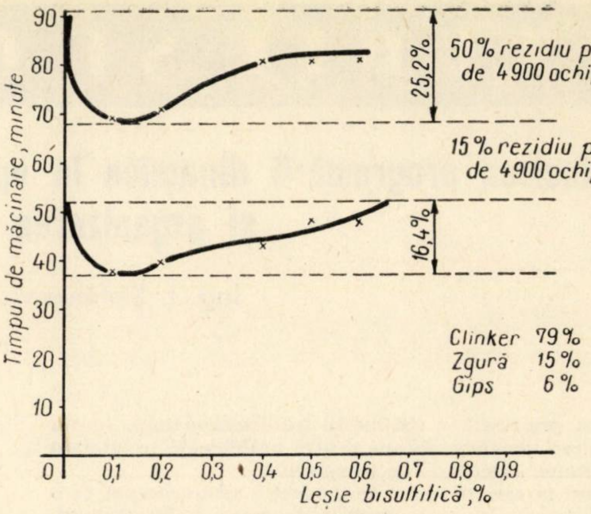


Fig. 7

— modulii : $M_{Si} = 2,2$; $M_{Al} = 1,9$; $KS = 0,93$.

Compoziţia mineralogică :

- $C_3S = 54,0\%$; — $C_3A = 11,4\%$;
- $C_2S = 20,7\%$; — $C_4AF = 10,1\%$;

— granulaţia zgurei 5— 7 mm ;

— granulaţia ghipsului 0—20 mm.

Măcinarea s-a efectuat în două etape, în condiţii asemănătoare de măcinare cu cele ale procesului de fabricaţie curentă. Măcinarea iniţială, pînă la un reziduu de 50%, pe sita de 4 900 och/cm², a fost efectuată în moara de laborator, folosind, pentru măcinare, bile. După atingerea acestei fineţe de măcinare, bilele au fost înlocuite cu biconice, cu care s-a continuat măcinarea, pînă la un reziduu de 15%, pe sita de 4 900 och/cm². Pe probele luate din 10 în 10 minute s-a determinat fineţea de măcinare pentru un ciment normal PZ-400 şi pentru aceeaşi compoziţie cu adaos de substanţe tensioactive.

Au fost reprezentate grafic reziduurile, pe site de 4 900 och/cm², în funcţie de tipul de măcinare, cu diferite procente de substanţă tensioactivă.

Din curbele astfel obţinute, s-a determinat grafic timpul de măcinare necesar pentru obţinerea reziduurilor de 15 şi 50%, pe sita de 4 900 och/cm².

Valorile astfel obţinute au fost reprezentate în funcţie de procentul de substanţă tensioactivă (fig. 1—7).

Din curbele obţinute s-a determinat cantitatea optimă de substanţă tensioactivă necesară şi reducerea timpului de măcinare, exprimat în procente, pentru fiecare din substanţele tensioactive experimentate.

În tabela 1 se arată cantitatea optimă de substanţă tensioactivă necesară pentru fiecare experimentare, preţul său de cost pe tona de ciment şi reducerea timpului de măcinare în procente.

Substanţele tensioactive duc la îmbunătăţirea procesului de măcinare şi efectul lor este mai pronunţat în prima fază a măcinării, după care diminuează. Cele mai bune rezultate s-au obţinut cu pasta de săpun, dar acest material este greu de procurat şi neeconomic.

Tabela 1

Nr. crt.	Denumirea materialului tensioactiv	Cantitatea optimă de substanţă tensioactivă	Reducerea timpului de măcinare At %			Cantitatea de substanţă TA necesară pt. 1 t de ciment (kg)	Preţul substanţei TA necesară pentru 1 t de ciment
			bile (50%)	biconice (15%)	Total		
1	melasă	1,0%	7,69	2,20	9,89	10,0	3,900
2	podzol de pădure, turbă	0,5%	17,10	4,90	22,00	5,0	1,215
3	cocs	0,4%	18,60	6,60	25,20	4,0	2,666
4	leşie bisulfitică	0,15%	16,40	8,80	25,20	1,5	0,159
5	TEA + borhot (1 : 1)	0,04%	23,00	7,70	30,70	0,4	30,0*
6	TEA	0,03%	23,00	9,90	32,90	0,3	42,0*
7	pastă de săpun	0,20%	24,70	13,20	37,90	2,0	65,0

*) Trietanolamina (TEA) întrebuinţată a fost chimic pură.

III. CONCLUZII

Din analiza datelor obţinute în faza de laborator se desprind următoarele :

— substanţele tensioactive utilizate reduc timpul de măcinare de la 10 pînă la 38% ;

— cele mai eficiente şi economice adaosuri tensioactive se pot considera : podzolul de pădure, care reduce timpul de măcinare cu 22%, costul adaosului necesar fabricării unei tone de ciment revenind la 1,2 lei, şi leşia bisulfitică, care reduce timpul de măcinare cu 25%, iar costul adaosului necesar fabricării unei tone de ciment revine la 0,16 lei.

Colectivul fabricii de ciment Turda, care s-a preocupat de acest studiu, în urma rezultatelor obţinute în faza de laborator, va trece le experimentarea semiindustrială a substanţelor tensioactive pentru măcinarea cimentului.

Folosirea programării dinamice la optimizarea soluţiilor în proiectarea şi organizarea lucrărilor (I)

Ing. I. Ştefănescu şi ing. S. Lazăr

Sarcina principală a conducerii tehnico-economice constă în stabilirea deciziilor optime pentru problemele ce intervin în activitatea curentă şi de perspectivă.

În cazul în care procesul de producţie este conceput ca o secvenţă de subprocese şi privit în dinamica desfăşurării lui, o decizie care se ia la o anumită etapă, avînd pe lîngă un efect imediat şi un efect ce în timp se repercutează asupra etapelor viitoare, se caută optimizarea unei secvenţe de decizii. Probleme de acest gen intervin în activitatea de construcţii-montaj la : conducerea procesului de execuţie, gestionarea utilajelor, aprovizionarea cu materiale etc.

Probleme de decizii secvenţiale intervin şi în domeniul proiectării, de exemplu la stabilirea traseelor optime pentru drumuri, canalizări, aducţiuni etc. De asemenea, în cazul elaborării proiectelor complexe, se distinge o succesiune de etape, la fiecare etapă existînd o mulţime de soluţii, cerîndu-se adoptarea unui şir de decizii (soluţii) care optimizează întregul proiect.

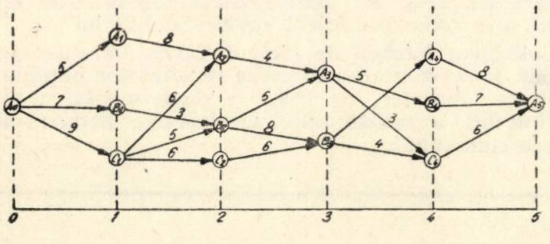
Optimizarea proceselor secvenţiale se obţine construind un model matematic corespunzător şi, apoi, prin folosirea unor procedee de calcul adecvate, se determină succesiunea de decizii cea mai eficientă. După natura proceselor, modelul poate fi *determinist* sau *stocastic* (dacă procesul se desfăşoară sub dubla influenţă a deciziilor şi a factorilor exteriori întîmplători). În cazul unui sistem (proces) determinist, mulţimea succesiunilor de decizii posibile se numeşte *mulţimea de politici*; ne interesează, evident, *politica optimă*. În mod corespunzător, în cazul unui proces stocastic, există o *mulţime de strategii*, iar problema de bază este determinarea *strategiei optime*. După modul de dispunere a stărilor sistemului, pe scara timpului, distingem procese dinamice *discrete* sau *continue*.

Modelul matematic, pentru procese deterministe discrete şi cu orizont limitat, este mai simplu şi are un cîmp larg de aplicaţii. Articolul de faţă se ocupă de acest tip de procese, urmînd ca programele stocastice să fie tratate într-un alt articol.

Ca prim exemplu, vom considera un proces care se desfăşoară în cinci etape ; în fiecare perioadă, se ia o decizie din mai multe posibile, care are un efect imediat şi unul de lungă durată. Calitatea deciziei depinde de rentabilitatea ei, urmărindu-se ca efectul imediat şi cel de lungă durată să conducă, global, la o eficienţă maximă. Figura 1 reprezintă procesul ce urmează a se optimiza ; arcele reprezintă compatibilităţile a două soluţii, din mulţimile de soluţii posibile a două etape succesive, pe fiecare arc fiind înscrisă valoarea (în numere întregi) soluţiei respective. În etapa 1 există trei posibilităţi (decizii posibile): A_0A_1, A_0B_1 şi A_0C_1 cu valorile 5, 6, respectiv 7 ; în etapa 2 există cinci posibilităţi : A_1A_2, B_1B_2, C_1A_2, C_1B_2, C_1C_2 cu valorile 8, 3, 6, 5 şi respectiv 6, ş.a.m.d.

Problemele de acest gen sînt specifice programării dinamice, însă ele pot fi rezolvate, folosind, de la caz la caz, tehnici simplificatoare, adecvate.

Fig. 1



Înainte de a proceda la aplicarea metodelor specifice programării dinamice, vom stabili soluţia optimă, folosind metoda exhaustivă, prin enumerarea tuturor politicilor posibile şi a valorilor lor aferente. Pentru a surprinde, în final, toate implicaţiile soluţiilor considerate, în tabela 1, s-a pornit calculul dinspre viitor spre trecut (A_5A_0) şi se constată că, în perioa-

Tabela 1

Perioade	Subpolitici posibile						Valoarea subpoliticii
	5	4	3	2	1	0	
5	A_5	A_4					8
	A_5	B_4					7
	A_5	C_4					6
4+5	A_5	A_4	B_3				10
	A_5	B_4	A_3				12
	A_5	C_4	A_3				9
	A_5	C_4	B_3				10
3+4+5	A_5	A_4	B_3	B_2			17
	A_5	A_4	B_3	B_2			16
	A_5	B_4	A_3	A_2			16
	A_5	B_4	A_3	B_2			17
	A_5	C_4	A_3	A_2			13
	A_5	C_4	A_3	B_2			14
	A_5	C_4	B_3	B_2			18
	A_5	C_4	B_3	C_2			16
2+3+4+5	A_5	A_4	B_3	B_2	B_1		20
	A_5	A_4	B_3	B_2	C_1		22
	A_5	A_4	B_3	C_2	C_1		22
	A_5	B_4	A_3	A_2	A_1		24
	A_5	B_4	A_3	A_2	C_1		22
	A_5	B_4	A_3	B_2	B_1		20
	A_5	B_4	A_3	B_2	C_1		22
	A_5	C_4	A_3	A_2	A_1		21
	A_5	C_4	A_3	A_2	C_1		19
	A_5	C_4	A_3	B_2	B_1		17
	A_5	C_4	A_3	B_2	C_1		19
	A_5	C_4	B_3	B_2	C_1		23
	A_5	C_4	B_3	B_2	B_1		21
	A_5	C_4	B_3	C_2	C_1		22
1+2+3+4+5	A_5	A_4	B_3	B_2	B_1	A_0	27
	A_5	A_4	B_3	B_2	C_1	A_0	31
	A_5	A_4	B_3	C_2	C_1	A_0	31
	A_5	B_4	A_3	A_2	A_1	A_0	29
	A_5	B_4	A_3	A_2	C_1	A_0	31
	A_5	B_4	A_3	B_2	C_1	A_0	29
	A_5	B_4	A_3	B_2	B_1	A_0	29
	A_5	C_4	A_3	A_2	A_1	A_0	26
	A_5	C_4	A_3	A_2	C_1	A_0	28
	A_5	C_4	A_3	B_2	B_1	A_0	24
	A_5	C_4	A_3	B_2	C_1	A_0	28
	A_5	C_4	B_3	B_2	C_1	A_0	32
	A_4	C_4	B_3	B_2	B_1	A_0	30
	A_5	C_4	B_3	C_2	C_1	A_0	31

cele 5, 4 + 5, 3 + 4 + 5, 2 + 3 + 4 + 5 și 1 + 2 + 3 + + 4 + 5, există 3, 3, 6, 11, respectiv 11 subpolitici. Numărul total al politicilor este 11, iar politica optimă (minimă) este $A_5C_4A_3B_2B_1A_0$ cu valoarea 24.

Se constată că, în cazul foarte simplu, ales ca exemplu, calculul, prin enumerarea tuturor politicilor posibile, este laborios. Este evident că pentru probleme cu un număr mai mare de etape și arce, această metodă este inaplicabilă.

ECUAŢIILE FUNCŢIONALE ALE PROCESELOR DINAMICE

Programarea dinamică este o disciplină matematică relativ recentă, rezultatele fundamentale fiind datorate lui Richard Bellman, care, începînd din anul 1951, abordează problemele de decizii secvenţiale, propunînd cunoscutele ecuaţii funcţionale recursive ; principala sa operă este „Dynamic Programming”, publicată în anul 1957.

Rezolvarea problemelor de programare dinamică se bazează pe principiul optimalităţii, enunţat de Bellman astfel [1] :

„O politică optimă are proprietatea că, oricare ar fi starea și decizia iniţială, restul deciziilor trebuie să constituie o politică optimă cu privire la rezultatul deciziei iniţiale”.

Mai pe scurt, şi poate mai clar, principiul optimalităţii se enunţă astfel : „O politică optimă nu poate fi alcătuită decît numai din subpolitici optime”.

Pornind de la principiul optimalităţii, Bellman a stabilit formule cu caracter recursiv, pentru rezolvarea problemelor de programare dinamică. Pentru cazul determinist, discret şi cu orizont limitat, ecuaţiile funcţionale ale lui Bellman iau următoarea formă :

Pentru fazele 1 + 2

$$f_{0,2}\ (x_0,\ x_2) = OPT\ [v_1\ (x_0,\ x_1) + v_2\ (x_0,\ x_2)] \qquad (1)$$
$$x_1 \in X_1 (x_0,\ x_2)\ ;$$

pentru fazele 1 + 2 + 3

$$f_{0,3}\ (x_0,\ x_3) = OPT\ [f_{0,2}\ (x_0,\ x_2) + v_3\ (x_2,\ x_3)]\ ; \qquad (2)$$
$$x_2 \in X_2 (x_0, x_3),$$

iar pentru N faze

$$f_{0,N} (x_0, x_N) \quad OPT\ [f_{0,N-1} (x_0, x_{N-1}) + v_N (x_{N-1}, x_N)]$$
$$x_{N-1} \in X_{N-1}\ (x_0, x_N), \qquad (3)$$

unde :

$f_{0,n}(x_0,\ x_n)$ este valoarea politicii optime de la x_0 la x_n ;

$x_n \in X_n\ (x_0,\ x_n)$ înseamnă că x_1 aparţine unei mulţimi de valori ce depind de x_0 și x_n ;

$v_n(x_{n-1},\ x_n)$ reprezintă valoarea subpoliticii de la x_{n-1} la x_n, $n = 1,\ 2,\ \ldots N$.

Claritatea remarcabilă a acestor formule face ca ele să poată fi aplicate direct, fără nici un fel de dificultate.

Modelul matematic al proceselor dinamice de tip determinist, discret, cu orizont limitat, poate fi simplificat, dacă se face apel la teoria grafelor.

Figura 1 reprezintă, din punct de vedere matematic, un graf secvenţial.

Un graf secvenţial finit este o reţea de transport*), a cărei mulţime de noduri X se descompune în N submulţimi

$$\begin{aligned} X_0 &= \{x_n \mid \Gamma^{-1}X_2 = \emptyset\} \\ X_1 &= \{x_r \mid \Gamma^{-1}X_2 \in X_0\} \\ X_N &= \{x_r \mid \Gamma^{-1}X_r \in X_{N-1}\} \end{aligned} \qquad (4)$$

Funcţia 0 (x_r), definită astfel

$$X_r \in X_n \Rightarrow 0\ (X_r) = n,$$

se numeşte funcţie ordinală.

Pe scurt, un graf secvenţial $G\ (X,\ \Gamma)$ îndeplineşte condiţiile :

$$\Gamma X_n \in X_{n+1} \qquad n = 0,\ 1,\ 2,\ \ldots, N - 1 \qquad (5)$$
$$X_n = \{X_r \mid O\,(X_r) = n\}.$$

În cazul în care graful procesului ce trebuie optimizat nu conţine o intrare și o ieșire, el se poate transforma într-o reţea de transport, introducînd o etapă iniţială și una finală, în care soluţiile au valoarea zero.

Graful secvenţial din figura 1 poate reprezenta una din următoarele probleme concrete :

(a) proiectul unui drum cu cinci tronsoane, la fiecare tronson existînd variantele indicate în graf, costurile aferente variantelor fiind notate pe arce (de exemplu, varianta A_2A_3 din tronsonul 3 costă 4 unităţi — de exemplu 4 milioane lei) ;

(b) proiectul unei canalizări ;

(c) proiectul unei conducte de aducţiune ;

(d) proiectul unei construcţii civile, împărţit în cinci etape, unde etapa I simbolizează fundaţiile (existînd trei soluţii cu costurile 5, 7, respectiv 9 unităţi), etapele următoare fiind scheletul de rezistenţă, instalaţiile etc. cu soluţiile și costurile aferente ;

(e) proiectul de organizare a unei lucrări, la care s-au stabilit cinci perioade, asociate cu diferite faze, la care există variante de tehnologie și organizare cu costuri diferite ; de exemplu, executarea cofrajelor (obişnuite, de inventar din scîndură, de inventar din tego), a betoanelor (executate pe loc sau furnizate de diferite staţii), a zidăriei (prin metoda îngheţului, cu conservarea căldurii) etc.

Posibilitatea de a reprezenta un proces de decizie, cu mai multe etape, printr-un graf secvenţial, permite o rezolvare elementară a proceselor dinamice de tipul de care ne ocupăm în acest articol. Problema se reduce la determinarea drumului maxim sau minim, după cum urmărim maximizarea sau minimizarea criteriului de optim.

Un procedeu rapid, care permite aflarea drumului optim (maxim sau minim), între două noduri ale reţelei de transport, și care permite în acelaşi timp mecanizarea calculelor, a fost dat de Ford în anul 1956. Vom descrie pe scurt algoritmul lui Ford.

Fiind dat un graf $G = (X,\ U)$, asociem fiecărui arc u, $u \in U$, o valoare $1(u) \geqslant 0$; problema constă în găsirea unui drum (μ) între două noduri x_0 și x_n ale grafului astfel ca :

$$\sum_{u \in \mu} l\ (u) \qquad (6)$$

să fie minimă (sau maximă). Pentru aflarea drumului minim algoritmul lui Ford prescrie următoarele etape [2] :

1) se marchează fiecare nod al grafului cu indicii λ_i ; la prima marcare se ia $\lambda_0 = 0$ și $\lambda_i = \infty$, dacă $i \neq 0$;

2) se caută un arc $(x_i\ \ x_j)$ astfel, ca :

$$\lambda_j - \lambda_i > l\ (x_i,\ x_j) \qquad (7)$$

şi se înlocuieşte λ_j cu

$$\lambda_j' = \lambda_i + l\ (x_i,\ x_j) < \lambda_j\ ; \qquad (8)$$

se continuă astfel pînă cînd nu mai este posibil să se micşoreze nici un λ_i ;

3) există un nod x_{p1} care satisface relaţia

$$\lambda_n - \lambda_{p1} = l\ \ (x_{p1},\ x_n), \qquad (9)$$

pentru că λ_n a fost diminuat progresiv, x_{p1} fiind ultimul nod utilizat pentru diminuarea lui λ_n. De asemenea există un nod x_{p2} care satisface relaţia :

$$\lambda_{p1} - \lambda_{p2} = 1\ (x_{p2},\ x_{p1}) \qquad (10)$$

ş.a.m.d. Drumul cu valoarea minimă este :

$$\mu = (x_0,\ x_{pk},\ x_{pk-1},\ \ldots . x_{p1},\ x_n). \qquad (11)$$

Vom aplica algoritmul lui Ford, pentru determinarea drumului celui mai scurt (politica optimă între nodurile A_0 și A_5), în graful din figura 1. Întrucît graful are o formă specială, putem atribui direct valorile λ_{pi}. Pornind din nodul A_0, cele mai scurte drumuri pînă la A_1, B_1 şi C_1 sînt evident de lungime 5, 7, respectiv 9. Aceste cifre le înscriem încercuite lîngă noduri. În perioada 2, pînă la nodul A_2, cel mai scurt drum este

---

*) Această noţiune este cunoscută cititorilor din metoda drumului critic. O reţea de transport este un graf orientat, aciclic, cu o singură intrare x_0 $(\Gamma^-_{x_0} = \emptyset)$ și o singură ieșire Z $(\Gamma^+_z = \emptyset)$.

$$\min\,(A_0A_1A_2 = 13,\ A_0C_1A_2 = 15) = 13,$$

număr pe care îl înscriem încercuit lîngă nodul A_2. În continuare, procedăm identic, adică succesiv în fiecare perioadă, atribuim un indice fiecărui nod, indice care este egal cu minimul sumelor dintre valoarea arcelor incidente în nod şi indicele nodului precedent (fig. 2).

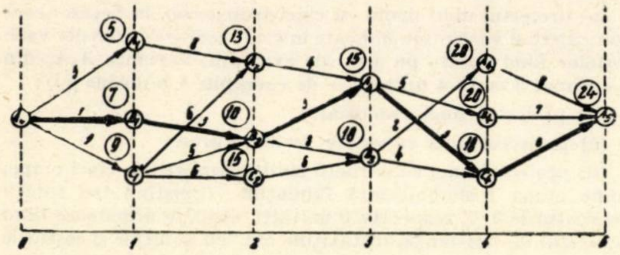


Fig. 2

În cazul cînd dorim drumul cel mai lung, în locul operatorului „minimum", aplicăm operatorul maximum.

Atît algoritmul lui Ford cît şi algoritmul Bellman-Kalaba nu sînt decît exprimarea în alt limbaj a principiului optimalităţii, ilustrat de ecuaţiile (1), (2) şi (3).

Problemele de programare dinamică (discrete, finite) se pot rezolva, aplicînd direct ecuaţiile de mai sus, însă calculul analitic este mai puţin intuitiv.

Vom stabili politica optimă (minimă şi maximă), pentru procesul dinamic din figura 1, printr-un alt procedeu, care permite organizarea calculelor sub formă de tabele.

În tabela 2, s-a înscris în coloana (*0*) perioada, în coloana (*1*) notaţia nodului care marchează începutul perioadei, în coloana (*2*) notaţia nodului care marchează sfîrşitul perioadei, în coloana (*3*) lungimea arcului corespunzător, în coloana (*4*) valoarea optimă (minimă) a subpoliticii precedente, iar în coloana (*5*) suma coloanelor (*3*) şi (*4*). Pentru explicarea modului de întocmire a tabelei, vom descrie cum se completează o linie, de exemplu prima linie a perioadei 2. În coloana (*1*), nodul de începere este A_1, iar nodul de sfîrşit este A_2, care se înscrie în coloana (*2*) ; în coloana (*3*) se completează valoarea (lungimea) acestui arc, adică 8 ; în coloana (*4*) valoarea subpoliticii minime precedente o citim din coloana (*5*), perioada *3*, unde valoarea cea mai mică a politicii care începe cu A_2 este 13 ; coloana (*5*) se completează uşor : (*3*) + (*4*) = 8 + 13 = = 21.

Tabela 2

Perioade	X_n^i	X_{n+1}^i	$l\,(xj, x_{n+1}^i)$	Valoarea subpoliticii minime precedente	(3 + 4)
0	1	2	3	4	5
5	A_4	A_5	8	0	8
	B_4	A_5	7	0	7
	C_4	A_5	6	0	6
4	A_3	B_4	5	7	12
	A_3	C_4	3	6	9
	B_3	A_4	2	8	10
	B_3	C_4	4	6	10
3	A_2	A_3	4	9	13
	B_2	A_3	5	9	14
	B_2	B_3	8	10	18
	C_2	B_3	6	10	16
2	A_1	A_2	8	13	21
	B_1	B_2	3	14	17
	C_1	A_2	6	13	19
	C_1	B_2	5	14	19
	C_1	C_2	6	16	22
1	A_0	A_1	5	21	26
	A_0	B_1	7	17	$\boxed{24}$
	A_0	C_1	9	19	28

Tabela 3

Perioada	x_n^j	x_{n+1}^i	$l\left(x_n^j, x_{n+1}^i\right)$	Valoarea subpoliticii maxime precedente	(3 + 4)
	1	2	3	4	5
5	AA_4	A_5	8	0	8
	B_4	A_5	7	0	7
	C_4	A_5	6	0	6
4	A_3	B_4	5	7	12
	A_3	C_4	3	6	9
	B_3	A_4	2	8	10
	B_3	C_4	4	6	10
3	A_2	A_3	4	12	16
	B_2	A_3	5	12	17
	B_2	B_3	8	10	18
	C_2	B_3	6	10	16
2	A_1	A_2	8	16	24
	B_1	B_2	3	18	21
	C_1	A_2	6	16	22
	C_1	B_2	5	18	23
	C_1	C_2	6	16	22
1	A_0	A_1	5	24	29
	A_0	B_1	7	21	28
	A_0	C_1	9	23	$\boxed{32}$

Se constată că sînt două politici maxime cu valoarea 32 : $A_0C_1B_2B_3C_4A_5$ şi $A_0C_1B_2B_3A_4A_5$.

După completarea întregii tabele, citim valoarea minimă din coloana (*5*) a perioadei 1, care este 24, număr ce a fost încadrat într-un pătrat. De la acesta, pornim, cu o săgeată, orizontal spre coloana (*4*) şi obţinem 17 ; de la acesta din nou în coloana (*5*) şi în sus, la poziţia de unde a fost transferat acest număr, şi aşa în continuare. Săgeţile arată politica optimă ; notaţia nodurilor o citim în dreptul coloanei 1 pentru primul nod şi în continuare în coloana 2 în dreptul săgeţilor orizontale : $A_0B_1B_2A_3C_4A_5$ (aceste noduri au fost subliniate în tabelă).

Cînd trebuie să aflăm valoarea maximă, tabela se completează identic, cu excepţia faptului că în coloana 4 se înlocuieşte operatorul minim cu operatorul maxim. În tabela 3, se aplică algoritmul descris, pentru aflarea politicii optime care ar corespunde valorii maxime.

Aplicarea algoritmului descris permite obţinerea imediată a soluţiei optime (maximă sau minimă) ; organizarea datelor pe tabele oferă posibilităţi favorabile de control şi de mecanizare a calculelor, cu ajutorul maşinilor electronice de calcul, în cazul problemelor cu un număr mai mare de etaje şi soluţii.

La stabilirea unui program secvenţial, interesează deseori determinarea sensibilităţii soluţiei de optim. Modelul construit nu reflectă realitatea decît în mod aproximativ, întrucît unii parametri nu pot fi exprimaţi într-un mod simplu şi formalizabil (3). Explorarea vecinătăţilor soluţiei optime conduce la problema politicilor *k*-optimale, adică la determinarea politicilor foarte apropiate de cea optimă (cvasioptimale). Avantajul deosebit al metodei de calcul cu tabele (tabelele 2 şi 3) constă în faptul că se obţin şi celelalte politici apropiate de cea optimă ; studiul lor permite să analizăm dacă este cazul să adoptăm o soluţie *k*-optimală, ţinînd seamă, atît de diferenţa de valoare faţă de cea *k*-optimală, cît şi de alte considerente ce nu au fost formalizate (deci neincluse în modelul matematic).

În afara determinării sensibilităţii soluţiei de optim, la o analiză complexă, în care intervin mai mulţi parametri, se indică problema studierii sensibilităţii întregului sistem, la variaţia fiecărui parametru. Această necesitate apare uneori chiar la optimizarea unui singur parametru, atunci cînd se obţine mai mult de o soluţie de optim, aşa cum a fost cazul la determinarea politicii maxime în exemplul de mai sus. Alegerea unei politici maxime nu poate fi făcută decît apelînd la un al doilea parametru.

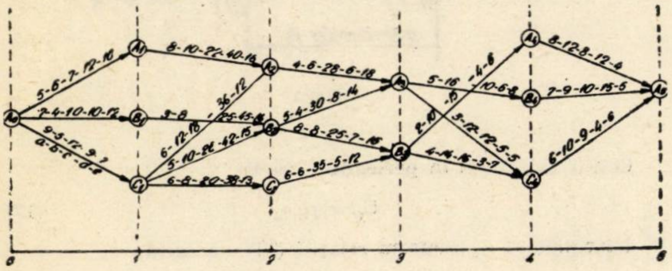


Fig. 3

În figura 3, se reia exemplul anterior pentru un model în care se studiază mai multe politici, în funcţie de parametrul care trebuie optimizat. Parametrii pot reprezenta pentru o lucrare de construcţii preţul de cost, productivitatea muncii, consumul de material lemnos, consumul de oţel-beton, durata de execuţie ş.a. Dacă pentru fiecare politică optimală se determină valoarea celorlalţi parametri, se ajunge la o situaţie de tipul celei din tabela 4.

Tabela 4

Politica	Criteriul de optim				
	min. a	max. b	min. c	min. d	min. e
I	$\boxed{24}$	38	86	72	51
II	31	$\boxed{48}$	78	71	50
III	29	47	$\boxed{77}$	79	57
IV	31	43	92	$\boxed{59}$	45
V	31	41	90	68	$\boxed{42}$

Politica optimală poate fi aleasă în funcţie de conjunctura momentului. Cu anumite concesiuni făcute valorilor totale ale unor parametri, se poate determina, pentru doi sau mai mulţi parametri, un domeniu de optim, în care parametrul cel mai important este 1 optimal, iar ceilalţi pot fi k-optimali. În exemplul dat, politicile II şi III reprezintă un domeniu de optim pentru parametrii b şi c, în care, pentru parametrul a, se alege o politică k-optimală.

UN EXEMPLU DE PROGRAM SECVENŢIAL PRIVIND ORGANIZAREA LUCRĂRILOR

Să presupunem că avem de executat o lucrare de construcţii, la care, după o analiză temeinică, s-a stabilit că există diferite soluţii pentru anumite faze:

— la săpături : execuţie mecanizată sau manuală ;
— la infrastructură : folosirea metodei de lucru „în lanţ" sau „în paralel" ;
— la zidării : metoda obişnuită, în cazul cînd fazele anterioare nu ne conduc în anotimpul friguros, iar în caz contrar, metoda „prin îngheţ" sau metoda „prin conservarea căldurii" ;
— la finisaje : metoda normală (prin aşteptarea sosirii timpului favorabil, circa două luni) sau prin închiderea şi încălzirea spaţiilor de lucru ;
— fază fictivă : cheltuielile de regie sînt diferite în cele două alternative (amînarea lucrărilor pînă la sosirea timpului favorabil sau lucrul în continuare ; ultima soluţie, scurtînd durata lucrării, implică cheltuieli de regie mai mici).

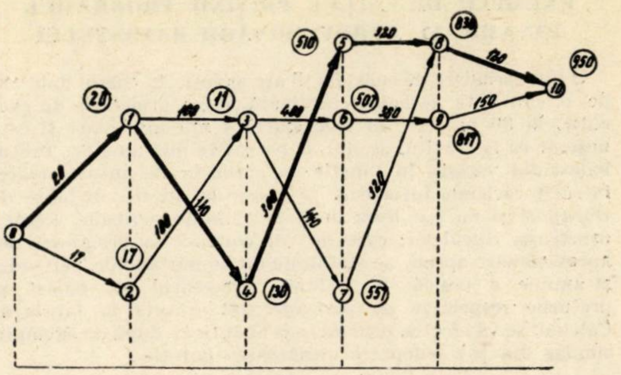


Fig. 4

Calculîndu-se costurile aferente diferitelor soluţii, se poate construi graful secvenţial din figura 4. Subliniem că la determinarea cheltuielilor s-au considerat anumite condiţii concrete (ceea ce a făcut, de exemplu, ca execuţia mecanizată a săpăturilor să apară mai scumpă, din cauza volumului redus de săpături).

Programul optim obţinut (arcele trasate cu linie groasă), prin aplicarea algoritmului lui Ford, costă 950 mii lei şi indică soluţiile (deciziile):

0—1 săpături mecanice;

1—4 infrastructura executată prin metoda „în paralel" ;

4—5 zidăria prin metoda normală (posibilă prin urgentarea primelor faze);

5—8 finisajul prin închiderea şi încălzirea spaţiilor de lucru ;

8—10 cheltuieli de regie reduse prin continuarea lucrărilor de finisaj, în timpul iernii.

Există şase politici posibile enumerate în tabela 5.

Tabela 5

Politici					
I	II	III	IV	V	VI
0	0	0	0	0	0
1	1	1	2	2	1
3	4	3	3	3	3
6	5	7	7	6	6
9	8	8	8	9	9
10	10	10	10	10	10

Redăm calculul drumului minim:

nodul 1		20 mii lei
nodul 2		17 mii lei
nodul 3	min. [17 + 100, 20 + 100] =	117 mii lei
nodul 4	20 + 110 =	130 mii lei
nodul 5	130 + 380 =	510 mii lei
nodul 6	117 + 400 =	517 mii lei
nodul 7	117 + 440 =	557 mii lei
nodul 8	min. [510 + 320, 557 + 320] =	830 mii lei
nodul 9	517 + 300 =	817 mii lei
nodul 10	min. [830 + 120, 817 + 150] =	950 mii lei

Pornind înapoi de la nodul 10 cu valoarea minimă 950 mii lei, prin scăderea succesivă a valorilor arcelor, se obţine drumul cu valoarea optimă (în mod analog procedeului stabilirii drumului critic).

EXEMPLU DE CALCUL PRIVIND PROGRAMUL DINAMIC AL APROVIZIONĂRII BALASTULUI

O întreprindere de construcţii are nevoie, în cursul unui an, de o cantitate de balast, evaluată, după proiectele de execuţie, la 30 mii m³. În stoc există 4 mii m³ balast şi este necesar ca la sfîrşitul anului să nu existe nici un stoc. Preţul balastului variază în funcţie de perioada de aprovizionare, întrucît carierele furnizoare se găsesc la diferite distanţe de transport şi nu pot livra decît în anumite perioade. Pentru urmărirea calculelor, care ne vor conduce la programul de aprovizionare optim, se stabileşte un număr mic de perioade, şi anume 6 (adică de 2 luni). Necesarul de balast şi preţurile respective pe perioade sînt arătate în tabela 6. Calculul se va efectua prin metoda analitică, după un exemplu similar din [4]. Adoptăm următoarea notaţie :

x_n este stocul la sfîrşitul perioadei n ;
a_n — cantitatea aprovizionată în perioada n ;
S — stocul maxim admisibil (care în exemplul nostru este de 15 mii/m³) ;
d_n — necesarul de balast în perioada n ;
p_n — preţul unitar în perioada n.

Adoptăm ipoteza simplificatoare că aprovizionarea se efectuează la începutul fiecărei perioade şi după aceea începe consumul. Deci, situaţia gestiunii într-o perioadă se reprezintă grafic ca în figura 5, unde, în afara notaţiilor de mai sus, intervine y_n, care indică stocul în perioada n, imediat după aprovizionarea cantităţii a_n.

Pentru aplicarea formulelor (1), (2) şi (3), trebuie să stabilim mulţimea valorilor lui $x_n (n = 1, 2, \ldots, N)$, adică să exprimăm cu datele concrete ale problemei relaţia de apartenenţă, scrisă sub operatorul OPT.

Tabela 6

Perioada	1	2	3	4	5	6
Necesar m³	3 000	5 000	7 000	6 000	5 000	4 000
Preţ lei/m³	50	60	70	50	40	60

Pentru simplificarea calculelor vom scrie în forma următoare :

Tabela 7

Perioada	1	2	3	4	5	6
Necesar	3	5	7	6	5	4
Preţ	5	6	7	5	4	6

În cazul nostru, relaţia de apartenenţă este (fig. 5) :

$$\max\ (0, x_{n-1} - d) \leqslant x_n \leqslant \min\ (S - d_n, x_{n+1} + d_{n+1}) \quad (12)$$

şi

$$a_n = x_n + d_n - x_{n-1}. \quad (13)$$

Programul optim este acela care conduce la o cheltuială totală minimă. Vom aplica formulele (1), (2) şi (3), începînd cu perioada 6, adică sensul viitor → trecut.

Perioada 6

Relaţia (12) devine prin înlocuirea $n = 5$

$$\max\ (0,\ x_4 - d_5) \leqslant x_5 \leqslant \min\ (S - d_5,\ x_6 + d_6), \quad (14)$$

unde înlocuind cu valorile respective pe d_5, S, d_6 şi x_6 obţinem

$$\max\ (0,\ x_4 - 5) \leqslant x_5 \leqslant \min\ (15 - 5,\ 0 + 4) \quad (15)$$

sau

$$\max\ (0,\ x_4 - 5) \leqslant x_5 \leqslant 4. \quad (16)$$

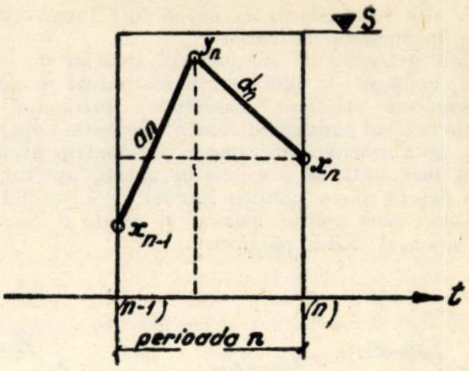


Fig. 5

Costul balastului în perioada 6 va fi

$$C_6 = p_6\, a_6. \quad (17)$$

Înlocuind pe a_6 conform relaţiei (13) , rezultă

$$C_6 = p_6\,(x_6 + d_6 - x_5), \quad (18)$$

unde introducînd valorile lui p_6, x_6 şi d_6 obţinem

$$C_6 = 24 - 6\,x_5. \quad (19)$$

Perioada 5 şi 6

Relaţia (12) devine pentru $n = 4$

$$\max\ (0,\ x_3 - d_4) \leqslant x_4 \leqslant \min\ (S - d_4,\ x_5 + d_5), \quad (20)$$

$$\max\ (0,\ x_3 - 6) \leqslant x_4 \leqslant \min\ (9,\ x_5 + 5). \quad (21)$$

Din relaţia (16) se vede că $x_5 \leqslant 4$ deci (21) devine

$$\max\ (0,\ x_3 - 6) \leqslant x_4 \leqslant x_5 + 5. \quad (22)$$

Costul aprovizionării pe cele 2 perioade este

$$C_{56} = p_5 a_5 + C_6 = 4\,(x_5 + 5 - x_4) + 24 - 6x_5 = $$
$$= 44 - 2x_5 - 4\,x_4. \quad (23)$$

Deoarece din (22) rezultă că $x_4 - 5 < 0$, ecuaţia (16) devine

$$0 \leqslant x_5 \leqslant 4. \quad (24)$$

Costul minim pe perioadele 5 + 6 se obţine minimizînd expresia (25) cu condiţia (24), adică

$$C_{5,6} = \min\ (44 - 2x_5 - 4\,x_4),$$

$$0 \leqslant x_5 \leqslant 4,$$

ceea ce înseamnă că $x_5 = 4$.

Calculele se continuă în acelaşi mod, succesiv pe perioadele 4—6, 3—6, 2—6, 1—6, rezultînd următoarea politică optimă :

$$\begin{aligned} x_1 &= 12\,;\ a_1 = 11 \\ x_2 &= \ \ 7\,;\ a_2 = \ \ 0 \\ x_3 &= \ \ 0\,;\ a_3 = \ \ 0 \\ x_4 &= \ \ 0\,;\ a_4 = \ \ 6 \\ x_5 &= \ \ 4\,;\ a_5 = \ \ 9 \\ x_6 &= \ \ 0\,;\ a_6 = \ \ 0. \end{aligned}$$

Costul total al programului minim este 121 mii lei.

Subliniem că diferite probleme de gestiune a stocurilor prezintă dificultăţi mari de calcul, care pot fi însă învinse prin aplicarea unor procedee corespunzătoare, aşa cum s-a arătat în exemplul dat.

CONCLUZII

S-au descris mai sus trei tehnici de rezolvare a programelor secvenţiale (deterministe discrete cu orizont finit) :

1) cu ajutorul grafelor secvenţionale, aplicînd algoritmul lui Ford pentru determinarea drumului optim ;

2) cu ajutorul tabelelor;

3) metoda analitică, utilizînd ecuaţiile funcţionale (adaptate modelului studiat) ale lui Bellman.

Cele trei metode se aplică în funcţie de natura problemei concrete; procedeul 3) permite şi studiul soluţiilor cvasioptimale.

Domeniul de aplicare a programării dinamice este vast, atît în proiectare, cît şi în execuţie; tehnica de calcul este accesibilă pentru elaborarea manuală, în cazul programelor de volum mic, întîlnite curent în practică şi adecvate calculului cu maşinile electronice, pentru problemele complexe. Asimilarea, de către inginerii din proiectare şi execuţie, a metodelor programării dinamice, va permite analizarea ştiinţifică şi operativă a multiplelor variante ce apar la elaborarea proiectelor de execuţie şi de organizare a lucrărilor şi determinarea soluţiilor sau domeniilor de optim, acolo unde soluţia optimă nu apare evidentă.

Bibliografie

[1] Bellman R.: *Dynamic Programming*, Princeton University Press Princeton, New-Jersey, 1957.

[2] Berge C.: *Théorie des graphes et ses applications*, Paris, Dunod, 1958.

[3] Kaufmann A., Cruon R.: *Etude de la sensibilité en programmation dynamique: politiques k-optimales en avenir certain*. Rev. Française de Recherche Opérationnelle 32/1964. — Paris.

[4] Kaufmann A., Cruon R.: *La programmation dynamique*, Paris Dunod, 1965.

Contribuţie la studiul betonierelor cu amestecare forţată

Conf. ing. Şt. Mihăilescu

În Directivele Congresului al IX-lea al P.C.R., cu privire la dezvoltarea economiei naţionale în perioada 1966—1970, se arată că „Orientarea activităţii în ramura industriei construcţiilor va avea ca obiectiv de bază accelerarea ritmului de execuţie, în vederea scurtării termenelor de punere în funcţiune a investiţiilor, concomitent cu îmbunătăţirea calităţii, creşterea productivităţii muncii şi reducerii preţului de cost al lucrărilor de construcţii-montaj".

În realizarea acestei sarcini un rol principal îl joacă creşterea gradului de mecanizare a lucrărilor de construcţii şi, în special, a lucrărilor grele şi cu un consum mare de muncă.

Pentru ridicarea nivelului tehnic al execuţiei, se arată în Directive, organizaţiile de construcţii-montaj vor fi dotate cu un bogat parc de utilaje, cu dispozitive şi scule perfecţionate, volumul investiţiilor alocate acestei ramuri fiind de circa 6,5 miliarde lei.

În domeniul industriei construcţiilor un loc important îl ocupă procesul preparării betoanelor. Obţinerea unor amestecuri cît mai omogene, în perioade de timp minime şi cu consumuri relativ reduse de energie, constituie probleme cheie care se pun în faţa specialiştilor din această ramură.

În ultimul timp la lucrările de construcţii se utilizează, din ce în ce mai mult, betoanele vîrtoase. Prepararea acestora, în vechile tipuri de betoniere cu cădere liberă, necesită timpi îndelungaţi de amestecare şi nu permite obţinerea de amestecuri omogene. Pentru prepararea betoanelor vîrtoase, aşa cum au arătat cercetările făcute în alte ţări şi la noi în ţară, sînt indicate a fi utilizate betoniere cu amestecare forţată. În tehnica mondială există în prezent numeroase tipuri de asemenea betoniere, atît cu ax orizontal, cît şi cu ax vertical.

În ultimii ani a apărut în industria construcţiilor un nou tip de betonieră cu amestecare forţată, betoniera cu ax vertical şi tobă fixă de formă inelară, sau, aşa cum i se mai spune, turbomalaxor. De curînd acest tip de betonieră a fost asimilat şi la noi în ţară (fig. 1), iar în prezent se execută în serie. Cercetările efectuate cu aceste betoniere, în paralel cu betoniere cu amestecare forţată de alte tipuri (de exemplu cu tobă rotitoare), au arătat că betonierele cu ax vertical şi cu tobă fixă de formă inelară asigură prepararea de betoane vîrtoase de bună calitate, cu timpi de malaxare sub un minut, şi au indici de putere şi greutate superiori altor tipuri.

Pînă în prezent însă, datorită complexităţii fenomenului de malaxare, nu s-a stabilit încă o relaţie pentru determinarea puterii necesare la amestecare la aceste betoniere şi nici modul cum influenţează forma şi dimensiunile paletelor asupra calităţii betoanelor obţinute.

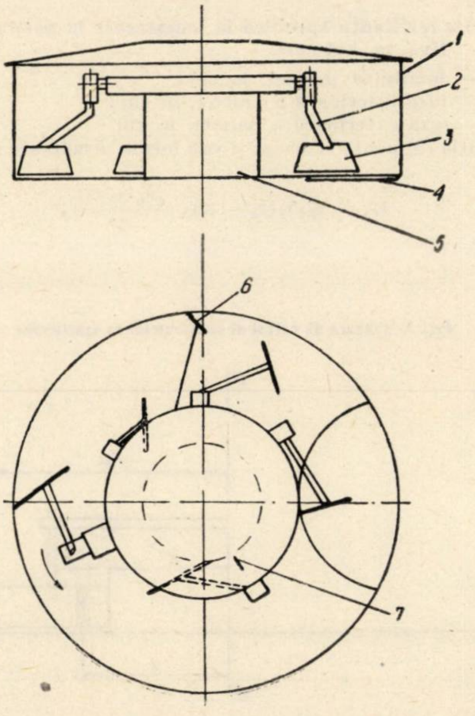
În lucrarea de faţă, se propune o relaţie analitică simplă pentru calculul puterii la amestecare şi se fac unele consideraţii în legătură cu modul în care influenţează dimensiunile şi unghiurile de aşezare ale paletelor asupra omogenităţii betonului preparat în betoniere cu ax vertical şi cu tobă fixă de formă inelară.

1. STABILIREA RELAŢIEI TEORETICE PENTRU CALCULUL PUTERII NECESARE ACŢIONĂRII BETONIERELOR CU AX VERTICAL ŞI TOBĂ FIXĂ DE FORMĂ INELARĂ

Puterea necesară în procesul amestecării, în betonierele cu amestecare forţată, este determinată în primul rînd de forţele ce acţionează asupra organelor de lucru, de distanţele de

Fig. 1. — Schema constructivă a betonierei cu arbore vertical şi tobă fixă de formă inelară

1 — tobă; 2 — braţ; 3 — paletă; 4 — registru; 5 — cilindru interior; 6 — răzuitor exterior; 7 — răzuitor interior.



la aceste forțe la axa de rotație a paletelor și de vitezele de deplasare ale organelor de amestecare.

Rezistențele la palete în timpul lucrului depind, pe de o parte, de calitățile amestecului (conținut granulometric, consistență etc.), iar, pe de altă parte, de forma, dimensiunile și unghiurile de așezare ale paletelor în plan vertical și orizontal.

În timpul deplasării materialului de către una din palete, trebuie învinse forțele de frecare dintre prisma de materiale din fața acesteia și fundul tobei, dintre prisma de mișcare și restul materialului din tobă (frecări laterale și superioare), forțe de frecare determinate de deplasarea materialului în lungul și în susul paletei etc. Practic, este foarte greu de determinat volumul prismei de material care revine unei singure palete de o anumită formă și dimensiune. Ținînd seamă de faptul că se utilizează mai multe palete, care pot avea diferite forme și care pot fi așezate sub diferite unghiuri în plan radial și vertical, problema devine cu mult mai complexă și mai dificil de rezolvat.

Pentru simplificarea problemei, se presupune că rezistența la amestecare, P, care se exercită asupra unei singure palete în timpul lucrului, este direct proporțională cu suprafața de atac a paletei (proiecția suprafeței paletei pe planul vertical radial) și cu un coeficient K, care reprezintă rezistența specifică la amestecare.

$$\text{Deci } P = K \cdot F \cdot \cos\alpha \cdot \cos\beta \tag{1}$$

unde :

K este dat în kgf/cm²

F — suprafața paletei, în cm²

α — unghiul dintre direcția paletei și raza dusă din centrul acesteia

β — unghiul dintre planul paletei și verticală.

În cazul în care o singură paletă, a cărei suprafață ar coincide cu planul vertical radial, se rotește în jurul axei verticale 0—0 (fig. 2), executînd amestecarea, asupra ei va acționa rezistența la amestecare, care va determina un moment rezistent M_1.

Momentul rezistent elementar se poate determina cu ajutorul relației

$$dM_1 = K_1 \cdot h_1 x\, dx_1, \tag{2}$$

iar momentul rezistent total la aceeași paletă va fi :

$$M_1 = \int_{r_i}^{r_e} K_1 \cdot h_1 x\, dx = K_1 h_1 \frac{r_e^2 - r_i^2}{2} \tag{3}$$

unde :

K_1 este rezistența specifică la amestecare la paleta respectivă în kgf/cm²,

h_1 — înălțimea paletei, în cm ;

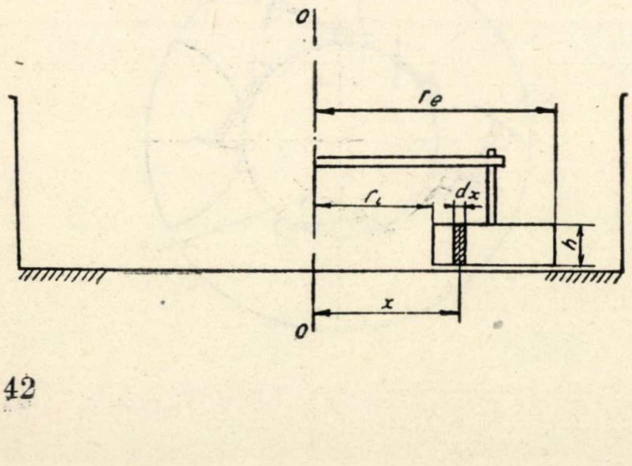
r_i — raza interioară a paletei, în cm ;

r_e — raza exterioară a paletei, în cm.

Relația (3) poate fi scrisă și sub forma următoare :

$$M_1 = K_1 h_1 (r_e - r_i) \cdot \frac{(r_e + r_i)}{2}, \tag{4}$$

Fig. 2. Schemă de calcul al rezistențelor la amestecare



dar $r_e - r_i = l_1$ — lungimea paletei, iar $\frac{r_e + r_i}{2} = r_{m_1}$ — distanța de la centrul suprafeței paletei la axa de rotație.

Deci

$$M_1 = K_1 h_1 l_1 r_{m_1}$$

$$\text{sau } M_1 = K_1 \cdot F_1 \cdot r_{m_1} \tag{5}$$

unde F_1 este suprafața paletei în cm².

Deoarece paleta este înclinată, atît în plan radial, cît și în plan vertical, așa cum s-a arătat mai înainte, suprafața de atac a paletei va fi $F_1 \cos\alpha_1 \cdot \cos\beta_1$ și deci momentul rezistent real va fi :

$$M_1' = K_1 \cdot F_1 r_{m_1} \cdot \cos\alpha_1 \cdot \cos\beta_1. \tag{6}$$

Deoarece, în același timp, amestecarea este efectuată de mai multe palete, rezultă că momentul rezistent total va fi alcătuit din suma momentelor rezistente la toate paletele de amestecare.

$$\text{Deci } M = \Sigma K_i \cdot F_i \cdot r_{mi} \cdot \cos\alpha_i \cos\beta_i. \tag{7}$$

Rezistența specifică K_i în aceeași betonieră diferă de la o paletă la alta și, pentru o anumită rețetă de amestec, depinde direct de viteza tangențială la paletă. Pentru simplificare, în calcule se va lua rezistența medie la amestecare K_m.

În acest caz :

$$M = K_m \cdot \Sigma F_i \cdot r_{mi} \cdot \cos\alpha_i \cdot \cos\beta_i. \tag{8}$$

Puterea N, necesară în timpul amestecării la organul de lucru, va fi :

$$N = \frac{M_n}{97\,500}, \text{ kW}. \tag{9}$$

unde

M este dat în kg/cm,

iar n — turația arborelui cu palete în rot/min.

Puterea consumată la motor N_m va fi :

$$N_m = \frac{N}{\eta_{tr}} = \frac{K_m \cdot n\, \Sigma F_i \cdot r_{mi} \cdot \cos\alpha_i \cdot \cos\beta_i}{97\,500\, \eta_{tr}} \tag{10}$$

unde η_{tr} este randamentul transmisiei de la motor la arborele cu palete.

Puterea N_r preluată din rețea va fi :

$$N_r = \frac{N_m}{\eta_m} = \frac{N}{\eta_{tr} \cdot \eta_m} = \frac{K_m \cdot n \cdot \Sigma Fi \cdot r_{mi} \cdot \cos\alpha_i \cdot \cos\beta_i}{97\,500\, \eta_{tr} \cdot \eta_m} \text{ în kW}. \tag{10'}$$

unde η_m este randamentul motorului.

2. DETERMINAREA EXPERIMENTALĂ A REZISTENȚEI SPECIFICE LA AMESTECARE K_m

Lucrările au fost efectuate în vara anului 1965 de către autor, în cadrul unei colaborări dintre Institutul de Cercetări în Construcții și Economia Construcțiilor (INCERC) cu Institutul de Construcții București.

Pentru utilizarea practică a relațiilor de mai sus, trebuie să se cunoască valoarea coeficientului K_m pentru diferite rețete de betoane și diverse viteze tangențiale la palete, în acest scop fiind necesare o serie de experimentări.

Deoarece aceste tipuri de betoniere sînt destinate în special preparării betoanelor vîrtoase, este suficient să se cunoască valoarea K_m, pentru acestea, rezistențele la amestecare la betoanele plastice fiind mai mici.

În ceea ce privește vitezele tangențiale maxime la palete, din analiza caracteristicilor turbomalaxoarelor existente, rezultă că, în majoritatea cazurilor, valoarea acestora oscilează în jurul a 3 m/s. Pentru a nu depăși aceste valori, la betonierele de capacități mai mari (la care razele paletelor sînt mai mari) se iau turații mai mici ale arborelui cu palete. Aceasta se poate observa și din tabela 1.

Ținînd seamă de această observație, experiențele pentru determinarea coeficientului K_m s-au făcut în principal pe o betonieră, la care viteza tangențială maximă să fie de circa 3 m/s.

În acest scop, s-a ales o betonieră B F-500, executată de Uzinele „Steaua Roșie" din București, betonieră dotată cu cinci palete de amestecare, care realizează viteze tangențiale între 1,02 și 3,02 m/s.

Pe lîngă paletele existente ale betonierei, de dimensiuni 280 × 137 mm, au fost proiectate de autor și executate, în cadrul laboratorului de mașini de construcții și în atelierul de prototipuri din Institutul de Construcții București, două noi seturi a cîte cinci palete de înălțime mai redusă — 100 mm și lungime (latura inferioară) de 280 mm, respectiv 340 mm.

Pentru a realiza montarea acestor palete la diferite unghiuri radiale și verticale, au fost executate cinci brațe speciale de susținere a paletelor și trei tipuri de brățări de prindere (cîte cinci de fiecare tip), care aveau suprafața de sprijin a paletei înclinată la 15°, 30° și 45°. Prinderea fiecărei palete pe brățară se făcea prin cîte două șuruburi, iar fixarea brățării la capătul inferior al brațului tot prin două șuruburi. În acest mod s-a creat posibilitatea de a experimenta trei tipuri diferite de palete, sub trei unghiuri de înclinare față de verticală și sub diferite unghiuri radiale.

Măsurînd puterea N_r consumată de la rețea în timpul procesului de preparare a betonului și cunoscînd randamentul transmisiei η_{tr}, randamentul motorului η_m și puterea necesară funcționării în gol a pompei sistemului hidraulic de acționare N_p, se poate determina puterea consumată la organul de lucru, cu ajutorul relației :

$$N = N_r \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m - N_p. \qquad (11)$$

Cunoscînd turația arborelui cu palete n și calculînd valoarea expresiei $\Sigma F_i r_{mi} \cos \alpha_i \cos \beta_i$ pentru diferite poziții ale paletelor, se poate calcula coeficientul K_m cu formula :

$$K_m = \frac{97\,500\ N}{n \Sigma F_i\ r_{mi} \cos \alpha_i \cos \beta_i} \text{ în kgf/cm}^2. \qquad (12)$$

Tabela 1

Caracteristicile tehnice ale unor betoniere cu ax vertical și tobă fixă de formă inelară

Nr. crt.	Marca betonierei și țara unde se fabrică	Capacitate de încărcare cu material uscat (l)	Raza max. de acționare a paletelor (mm)	Turația arborelui cu palete (rot/min)	Viteza maximă tangențială la palete (m/s)
1	BF—500 Republica Socialistă România	500	810	36	3,05
2	C—773 U.R.S.S.	500	850	34	3,02
3	M—455 Franța	550	900	32	3,02
4	M—460 E. Franța	850	1 016	27	2,88
5	Liebherr R.F.G.				3,4
6	T.H.Z.—375	500	847	38,5	
	R.F.G.	375	800	36	3,0
7	T.H.Z. 500	500	900	33	3,1
8	T.H.Z. 750	750	1 050	27	2,96
9	T.H.Z. 1 000	1 000	1 200	24	3,0
10	T.H.Z. 1 500	1 500	1 400	20	2,95
11	T.H.Z. 2 250	2 250	1 650	17	2,93
12	Feimert Suedia	În prospecte se specifică că toate tipurile asigură viteze tangențiale maxime $V_{max} = 3,0$ m/s			

Experiențele s-au făcut pentru cele trei tipuri de palete indicate mai sus în modul următor :

— La același unghi β de înclinare al paletelor în plan vertical (30°) și în trei poziții diferite ale acestora în plan orizontal (nouă poziții), au fost preparate cîte trei șarje din două rețete de betoane (plastic și vîrtos), în total 54 de șarje.

— La aceleași unghiuri de așezare a paletelor în plan orizontal și sub trei unghiuri diferite (15°, 30°, 45°) în plan vertical (nouă poziții), au fost preparate cîte trei șarje de beton vîrtos, în total 27 de șarje.

— Măsurătorile de putere s-au făcut cu ajutorul a două wattmetre, citirile făcîndu-se la intervale din 10 în 10 secunde. În calcule, s-au luat valorile maxime înregistrate pe o perioadă de cel puțin 15—20 secunde.

— Timpul de amestecare la cele 81 șarje a fost același—50 de secunde.

— Pentru fiecare poziție a paletelor s-au făcut trei măsurători, în calcule luîndu-se media aritmetică a acestora.

— Circa o treime din măsurători au fost dublate cu un ampermetru cu înregistrare rapidă, montat în același timp cu un cosfimetru, și un voltmetru (fig. 3 și 4). Astfel, pe lîngă verificarea măsurătorilor wattmetrice, s-a putut observa mai bine variația puterii necesare în timpul amestecării.

— Pentru a stabili variația puterii N și, deci, a rezistenței specifice la amestecare, în funcție de numărul de palete, s-au preparat betoane vîrtoase în aceeași betonieră cu cinci, patru și trei palete de amestecare, prin eliminarea pe rînd a cîte uneia din ele. În acest mod, prin diferența de putere înregistrată, s-a stabilit care este puterea necesară unor palete așezate la diferite distanțe de axa de rotație.

— Determinarea rezistenței P și a rezistenței specifice K, la paleta exterioară și la cea mijlocie, s-a făcut și pe cale tensometrică.

Pentru aceasta, s-a folosit un colector cu inele, care a fost fixat pe un dispozitiv special construit, montat la partea centrală superioară a corpului de amestecare. Mărcile tensometrice au fost lipite pe tijele unor șuruburi fixate rigid în plan tangențial pe brațele paletelor, șuruburi asupra cărora,

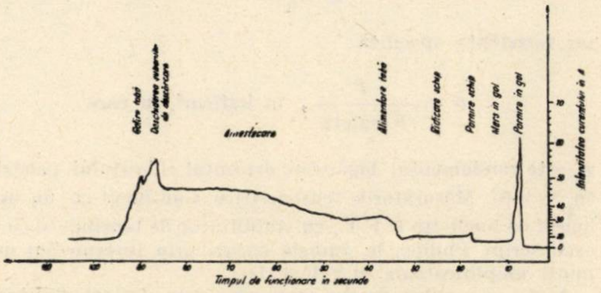
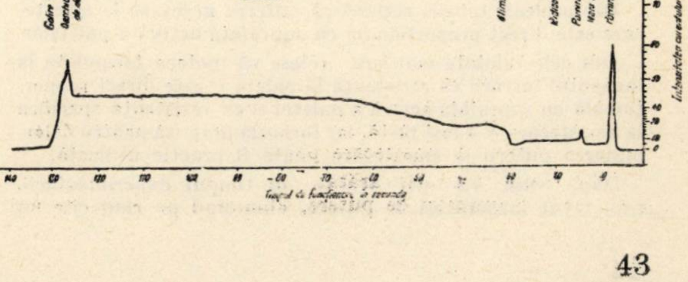


Fig. 3. Diagrama variației intensității curentului consumat în rețea la o durată de amestecare de 50 s.
Tensiunea curentului în rețea înregistrată în timpul amestecării a fost de 360 V, iar cos φ = 0,9

Fig. 4. Diagrama variației intensității curentului consumat din rețea la o durată de amestecare de 90 s.
Tensiunea curentului în rețea înregistrată în timpul amestecării a fost de 350 V, iar cos φ = 0,9



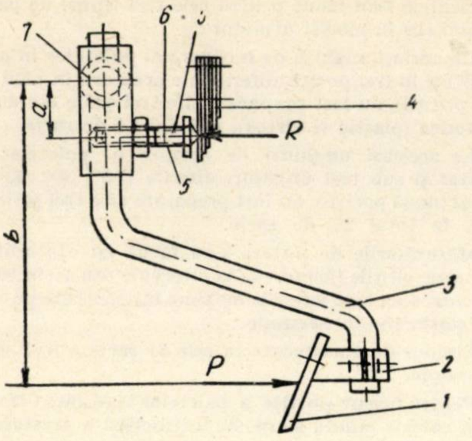


Fig. 5. Schema de calcul al rezistențelor la amestecare pe baza măsurătorilor tensometrice

1 – paletă; 2 – brățară de fixare a paletei; 3 – braț; 4 – arc de echilibrare a paletei; 5 – mărci tensometrice; 6 – șurub; 7 – lagăr de fixare a brațului.

în timpul amestecării, acționează forța de compresiune din arcurile de echilibrare a paletei în plan vertical (fig. 5).

Măsurînd eforturile unitare la compresiunea σ_{ef}, care apar în șurub în timpul amestecării (fig. 6 și 7) și cunoscînd suprafața F_s a secțiunii tijei șurubului *5*, se poate determina reacțiunea R a arcului cu relația:

$$R = \sigma_{ef} \cdot F_s. \tag{13}$$

Cunoscînd distanțele a și b (fig. 5) de la axa șurubului *5*, respectiv de la centrul suprafeței paletei *1* la axa de rotație a brațului în plan vertical, se calculează rezistența P la paletă cu formula:

$$P = \frac{R \cdot a}{b \cdot \eta_1}, \text{ în kgf,} \tag{14}$$

iar rezistența specifică

$$K = \frac{P}{F \cdot \text{paleta}}, \text{ în kgf/cm}^2\text{, în care}$$

η_1 este randamentul lagărului orizontal al brațului paletelor ($\eta_1 \approx 0{,}9$). Măsurătorile tensometrice s-au făcut cu un oscilograf cu bucle tip R.F.T., cu stabilizator de tensiune și cu un osciloscript Philips, în ambele cazuri prin intermediul unei punți amplificatoare R.F.T.-4 D_3.

Astfel, s-a putut preciza mai bine cum variază rezistența specifică la amestecare, la diferite viteze tangențiale și, indirect, solicitările la care sînt supuse organele de amestecare în timpul lucrului.

În continuare, se vor da principalele date obținute în urma experimentărilor efectuate (tabela 2, pentru betoane vîrtoase, iar tabela 3, pentru betoane plastice).

Din tabelele 2 și 3 se observă că abaterile coeficienților K_m, de la valoarea lor medie, sînt cuprinse între – 2,94 % și + 2,66 % la betoanele vîrtoase și – 3,80 % și + 5,70 % la cele plastice.

Aceasta demonstrează că, practic, coeficientul K_m rămîne aproximativ constant pentru o aceeași rețetă de amestec și pentru anumite viteze tangențiale la palete. Dimensiunile paletelor și unghiurilor de așezare a lor influențează foarte puțin asupra valorilor K_m.

Din aceleași tabele, rezultă că puterea necesară la amestecare este direct proporțională cu suprafața activă a paletelor.

Din cele relatate mai sus, reiese că ipoteza formulată la începutul lucrării că rezistența la paleta P este direct proporțională cu suprafața activă a paletei și cu rezistența specifică la amestecare K a fost justă, iar formula propusă pentru determinarea puterii la amestecare poate fi practic utilizată.

După cum s-a mai arătat, în timpul experimentării, s-au făcut măsurători de putere, eliminînd pe rînd cîte un braț cu palete. Astfel, eliminîndu-se una din palete, al cărei centru al suprafeței se afla la 475 mm de axa de rotire și care realiza o viteză tangențială medie de 1,79 m/s, s-a obținut

Tabela 2

Rezultatele experimentărilor cu betoane vîrtoase privind coeficientul K

Nr crt	Dimensiunile paletelor mm × mm	Unghiul de înclinare în plan vertical β în grade	Unghiul paletelor în plan orizontal α în grade	Puterea efectivă la organul de lucru N în kW	ΣFi pe cos αi cos βi în cm² ***	Rezistența specifică la amestecare Km în kgf/cm²	Media aritmetică a valorilor Km în kgf/cm²	Abaterile de la valoarea medie în %
1	280 × 137 *	30°	diferit **	13.4	96240	0.377	$\frac{\Sigma K_m}{n}$ 0.375	+ 0.53
2	—"—	—"—	30°	13.0	96940	0.364		2.94
3	—"—	—"—	45°	12.33	85490	0.380		+ 1.57
4	280 × 100	—"—	diferit	11.8	84840	0.375		0.00
5	—"—	—"—	30°	12.1	85240	0.380		+ 1.37
6	—"—	—"—	45°	10.9	77340	0.382		+ 1.88
7	340 × 100	—"—	diferit	13.5	96890	0.377		+ 0.53
8	—"—	—"—	30°	13.3	97300	0.370		– 1.37
9	—"—	—"—	45°	12.0	86060	0.378		+ 0.80
10	280 × 137	15°	diferit	14.1	102340	0.373		– 0.53
11	280 × 100	15°	—"—	12.0	89040	0.365		– 2.66
12	340 × 100	15°	—"—	14.0	101570	0.373		– 0.53
13	280 × 137	45°	—"—	12.4	86970	0.385		+ 2.66
14	280 × 100	45°	—"—	11.0	78490	0.380		+ 1.37
15	340 × 100	45°	—"—	12.1	87390	0.377		± 0.53

OBSERVAȚIE:

* lungimile paletelor de 280 mm și 340 mm sînt date pentru latura inferioară a paletei

** prin unghiuri diferite α în plan orizontal se înțelege că $\alpha_1 = +25°$, $\alpha_2 = -40°$, $\alpha_3 = +30°$; $\alpha_4 = +10°$; $\alpha_5 = -40°$, unde α_1 este unghiul de înclinare al paletei exterioare, iar α_5 al celei interioare

*** în calculul suprafețelor active s-au inclus și suprafețele active ale brațelor

Tabela 3

Rezultatele experimentărilor cu betoane plastice privind coeficientul K

Nr. crt.	Dimensiunile paletelor mm × mm	β	α	N kW	ΣFi pe cos αi cos β cm²	Km în kgf/cm²	Media $\frac{\Sigma K_m}{n}$ kgf/cm²	Abaterile de la valoarea medie în %
1	280 × 137	30°	diferit	7,90	96240	0,222	0.210	+ 5,70
2	—"—	—"—	30°	7,70	96940	0,205		2,38
3	—"—	—"—	45°	6,53	85490	0,207		1,43
4	280 × 100	—"—	diferit	6,33	84840	0,202		3,80
5	—"—	—"—	30°	6,40	85240	0,204		– 2,86
6	—"—	—"—	45°	5,80	77340	0,203		– 3,33
7	340 × 100	—"—	diferit	7,80	96890	0,218		– 3,80
8	—"—	—"—	30°	7,56	97300	0,210		0,00
3	—"—	—"—	45°	6,60	86060	0,208		1,0

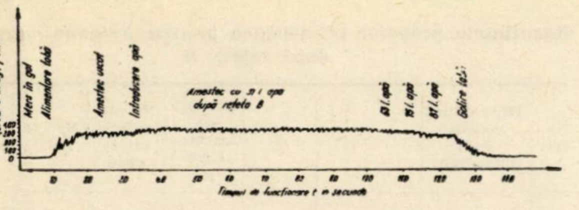


Fig. 6. Oscilograma variaţiei efortului unitar în şurubul paletei mijlocii în timpul amestecării. Suprafaţa secţiunii şurubului a fost de 1,45 cm².

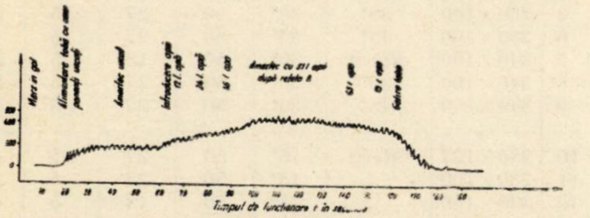


Fig. 7. Oscilograma variaţiei efortului unitar în şurubul paletei exterioare în timpul amestecării. Suprafaţa secţiunii şurubului a fost de 1,45 cm².

o putere efectivă la organul de lucru mai mică cu 1,16 kW, de unde a rezultat o rezistenţă specifică la amestecare K_1, la această paletă de 0,235 kgf/cm². Eliminîndu-se şi cea de a doua paletă (de rază medie 545 mm şi viteză tangenţială medie 2,06 m/s), s-a constatat în continuare o micşorare a puterii efective de 2,66 kW, la amestecare, de unde a rezultat o rezistenţă specifică K_2 la această paletă, egală cu 0,370 kgf/cm².

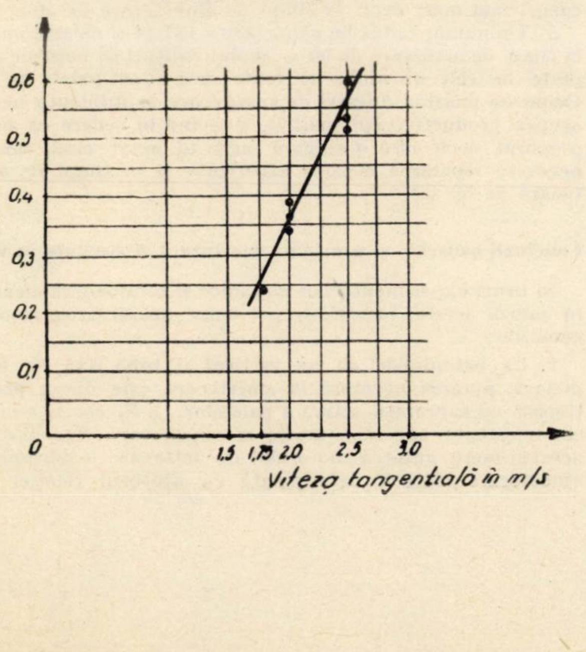
De remarcat că măsurătorile tensometrice (fig. 6) au indicat o rezistenţă maximă la amestecare, la aceeaşi paletă, de 122—128 kgf, deci un coeficient K_2...0,34—0,36 kgf/cm², adică valori cu 8,1 % ... 2,7 % mai mici. Avînd în vedere că cele două măsurători nu s-au făcut la aceeaşi şarjă, asemenea abateri sînt normale.

Măsurătorile tensometrice la paleta exterioară (fig. 7) au indicat rezistenţe P_3 la această paletă de 178—210 kgf, şi deci, coeficienţi $K_3 = 0{,}52...0{,}60$ kgf/cm². Centrul suprafeţei acestei palete se află la 670 mm de axa de rotire şi realizează o viteză tangenţială medie de 2,52 m/s şi o viteză tangenţială exterioară de circa 3 m/s.

În figura 8, se reprezintă grafic variaţia rezistenţei specifice K, în funcţie de viteza tangenţială medie la paletă, aşa cum a reieşit din măsurători.

Din graficul de mai jos se poate deduce că în intervalul 1,75...2,5 m/s coeficientul K variază liniar, adică este în funcţie de viteza tangenţială, la puterea 1.

Fig. 8. Variaţia rezistenţei specifice la amestecare în funcţie de viteza tangenţială la diferite palete.



Din tabela 2 rezultă că la viteze tangenţiale medii de 2,02 m/s s-au obţinut, pentru betoane vîrtoase, valori K_m între 0,364 şi 0,385 kgf/cm², deci aproximativ egale cu rezistenţa specifică individuală la paleta mijlocie. Folosind relaţia 12 şi măsurătorile la putere, determinate anterior de INCERC la experimentarea unei betoniere de acelaşi tip, dar de 250 l capacitate de încărcare, s-a obţinut, la o viteză medie de 1,76 m/s, pentru betoane vîrtoase, o rezistenţă specifică medie $K_m = 0{,}24$ kgf/cm². De remarcat, aşa cum s-a arătat anterior, că, la experimentările efectuate cu betoniera de 500 l, s-a obţinut la o viteză tangenţială de 1,79 m/s o rezistenţă $K = 0{,}235$ kgf/cm². De aici rezultă că graficul din figura 8 poate reprezenta şi variaţia rezistenţei specifice medii la amestecare K_m, în cazul în care vitezele tangenţiale medii în interiorul tobei au valori între 1,75 şi 2,0 m/s.

Pentru a controla dacă valorile coeficientului K_m, obţinute prin experimentarea diferitelor tipuri de palete la o betonieră de 500 l, pot fi utilizate şi la calculul puterii necesare unor betoniere de capacităţi mai mari, la care însă viteza tangenţială maximă nu depăşeşte 3 m/s, s-a făcut verificarea pe o betonieră T.H.Z.—750, de 750 l capacitate de încărcare, de curînd importată la noi în ţară. Paletele acestei betoniere au o înălţime de numai 85 mm şi sînt aşezate în poziţie verticală ($\beta = 0$). Din tabela 1, se vede că la aceste betoniere $V_{max} = 2{,}92$ m/s. Viteza tangenţială medie calculată este de 1,95 m/s, deci foarte apropiată de cea obţinută la betoniera B.F. — 500, de unde rezultă că în calculul de determinare a puterii (formula 10), este indicat să se ia $K_m = 0{,}375$ kgf/cm².

Puterea necesară amestecării la betoniera T.H.Z.—750 se va calcula cu relaţia :

$$N_m = \frac{n\, K_m \cdot \Sigma \cdot Fi \cdot r_{mi} \cdot \cos\alpha_i \cdot \cos\beta_i}{97\,500\, \eta_{tr}},$$

unde

$\beta_i = 0$

$n = 27$ rot/min.

$\eta_{tr} \simeq 0{,}75$

$$\Sigma\, Fi\, r_{mi} \cdot \cos\alpha_i \cdot \cos\beta_i = 122\,940 \text{ cm}^3.$$

Deci :

$$N_m = \frac{27 \cdot 0{,}375 \cdot 122\,940}{97\,500 \cdot 0{,}75} = 17{,}0 \text{ kW}.$$

Puterea de amestecare a motorului instalat pe această betonieră este de 25 cp, deci de 18,3 kW. Acest motor asigură şi funcţionarea pompei sistemului hidraulic de acţionare, de unde rezultă că valoarea puterii destinată amestecării se apropie de valoarea calculată mai sus.

3. DETERMINAREA EXPERIMENTALĂ A CALITĂŢII BETONULUI PREPARAT ÎN BETONIERE CU AX VERTICAL ŞI TOBĂ FIXĂ DE FORMĂ INELARĂ, DOTATE CU PALETE DE DIFERITE DIMENSIUNI, MONTATE SUB DIFERITE UNGHIURI ÎN PLAN VERTICAL ŞI ORIZONTAL

Experimentările tehnologice s-au făcut pe aceeaşi betonieră B.F.500, dotată cu braţe modificate şi cu diferite tipuri de palete indicate la punctul 2.

La aprecierea calităţii betonului preparat s-a utilizat metoda folosită în R.F.G., care constă în următoarele :

— se prepară două reţete de beton (plastic — bogat în conţinut de apă — şi vîrtos) ;

— se efectuează cîte trei şarje din fiecare reţetă ;

— şarja de beton se descarcă într-un jgheab (lung de 4 000 mm şi lat de 400 mm), care este deplasat pe sub orificiul de descărcare al tobei, astfel încît să se obţină o bandă continuă de beton proaspăt de grosime aproximativ constantă ;

— se iau din jgheab, de la un capăt, de la mijloc şi de la celălalt capăt, porţii de 25 — 40 l beton, din care se confecţionează cîte trei cuburi — 200 × 200 × 200 mm ;

— imediat după executarea cuburilor-epruvete, acestea se cîntăresc pentru stabilirea greutăţii betonului proaspăt; după 24 de ore, cuburile de beton se decofrează şi se depozitează şase zile sub apă şi, pe urmă, 21 zile la aer, la o temperatură de 18...20°C. Verificarea rezistenţei la compresiune se face conform standardului, în ziua a 28-a;

— valoarea medie a abaterilor, de la rezistenţa la compresiune a cuburilor, la începutul şi la sfîrşitul evacuării, din betonieră, faţă de rezistenţa la compresiune a cuburilor, de la mijlocul evacuării, nu trebuie să depăşească, conform directivelor de calitate, ± 8 %, pentru o betonieră cu calificativul „bun" şi ± 15 %, pentru o betonieră cu calificativul „suficient".

Reţetele preparate în timpul experimentării, similare cu cele folosite la Institutul din Aachen la experimentarea unor betoniere cu amestecare forţată, au fost:

Reţeta A (beton plastic)

Agregate din balastiera	0— 3 mm	225 kg
Ioneşti—Găieşti	3— 7 mm	113 kg
	7—15 mm	150 kg
	15—30 mm	262 kg
Ciment P 400	200 kg/m^3	75 kg
Apă		67 l

A/C=0,9

Reţeta B (beton vîrtos)

Agregate din balastiera	0— 3 mm	225 kg
Ioneşti—Găieşti	3— 7 mm	113 kg
	7—15 mm	150 kg
	15—30 mm	262 kg
Ciment P 400	300 kg/m^3	115 kg
Apă		51 l

A/C=0,45.

Pentru preluarea şarjelor, s-a utilizat un jgheab de dimensiuni apropiate celui folosit în R.F.G. Timpul de amestecare a fost acelaşi, adică de 50 s pentru marea majoritate a şarjelor. În ultima etapă a experimentărilor s-au preparat şarje cu reţeta B (beton vîrtos), la timpi de amestecare de 30, 50, 70 şi 90 s.

Confecţionarea cuburilor, păstrarea şi încercarea lor s-au făcut în laboratorul de betoane din INCERC. În total, s-au confecţionat şi încercat circa 800 cuburi.

Rezultatele acestor experimentări sînt date în tabela 4, pentru betoanele plastice, şi în tabela 5, pentru betoanele vîrtoase.

Tabela 4

Rezultatele probelor tehnologice pentru betoane preparate după reţeta A

Nr. crt.	Dimensiuni palete 1×h (mm×mm)	α	β	Timpul de amestecare (s)	Număr de cuburi încercate	Nr. palete	Abateri medii generale (%)
1	280×137	diferit1)	30°	50	27	5	5,99
2	280×137	30°	30°	50	27	5	5,61
3	280×137	45°	30°	50	27	5	15,33
4	280×100	diferit	30°	50	27	5	9,63
5	280×100	30°	30°	50	27	5	11,15
6	280×100	45°	30°	50	27	5	9,62
7	340×100	diferit	30°	50	27	5	13,06
8	340×100	30°	30°	50	27	5	12,90
9	340×100	45°	30°	50	27	5	7,78

Observaţii:

1) Prin unghiuri diferite α în plan orizontal se înţelege că: $\alpha_1 = 25°$, $\alpha_2 = 40°$; $\alpha_3 = 30°$; $\alpha_4 = 10°$; $\alpha_5 = 40°$; unde α_1 este unghiul de înclinare a paletei exterioare, iar α_5 a celei interioare

În toate cazurile paletele 1,3 şi 4 au fost dirijate spre interior, iar paletele 2 şi 5 spre exterior

Tabela 5

Rezultatele probelor tehnologice pentru betoane preparate după reţeta B

Nr. crt.	Dimensiuni palete 1×h (mm×mm)	α	β	Timpul de amestecare (s)	Nr. de cuburi încercate	Nr. de palete	Abateri medii generale (%)
1	280×137	diferit	30°	50	27	5	1,70
2	280×137	30°	30°	50	27	5	2,82
3	280×137	45°	30°	50	27	5	2,06
4	280×100	diferit	30°	50	27	5	3,03
5	280×100	30°	30°	50	27	5	2,20
6	280×100	45°	30°	50	27	5	4,29
7	340×100	diferit	30°	50	18	5	2,87
8	340×100	30°	30°	50	27	5	5,57
9	340×100	45°	30°	50	27	5	3,21
10	280×137	diferit	15°	50	27	5	4,72
11	280×100	,,	15°	50	27	5	2,78
12	340×100	,,	15°	50	18	5	4,85
13	280×137	,,	45°	50	18	5	1,77
14	280×100	,,	45°	50	27	5	2,00
15	340×100	,,	45°	50	27	5	6,33
16	280×137	,,	30°	30	27	5	4,76
17	280×137	,,	30°	50	27	5	2,31
18	280×137	,,	30°	70	27	5	5,20
19	280×137	,,	30°	90	9	5	4,20
20	280×137	,,	30°	90	9	4	2,31
21	280×137	,,	30°	90	9	3	3,44

Observaţii privind rezultatele probelor tehnologice

1. Din tabelele 4 şi 5 reiese că rezultate optime, privind calitatea betoanelor preparate, s-au obţinut pentru palete 280×137, aşezate la unghiuri α = diferite şi β = 30°. Prin modificarea unghiurilor de aşezare a acestor palete între 30°... 45°, în plan orizontal, şi între 15°... 45°, în plan vertical, s-au realizat amestecuri calitative apropiate (conform calificativelor Aachen) celor preparate în prima poziţie, dar inferioare acesteia.

2. Micşorarea înălţimii paletei de la 137 mm la 100 mm a dus de asemenea la obţinerea unor rezultate apropiate celor realizate cu paletele iniţiale, dar în general inferioare primului tip.

3. Păstrarea aproximativ a aceleiaşi suprafeţe a paletei cu reducerea înălţimii şi mărirea lungimii a dus la rezultate calitativ inferioare celor determinate cu primele două tipuri de palete.

4. S-au obţinut calificative „bune" la prepararea betoanelor vîrtoase cu palete 280×137, la timpi de amestecare de 30 şi 70 s, dar abaterile medii generale au fost în aceste cazuri mai mari decît la timpi de amestecare de 50 s.

5. Un număr redus de palete 280×137 (4 şi chiar 3 palete), la timpi de malaxare de 90 s, au dat calităţi de betoane apropiate de cele obţinute cu toate cele cinci palete la 50 s. Deoarece mărirea duratei de amestecare ar influenţa negativ asupra productivităţii maşinii, şi avînd în vedere că nu s-a preparat decît cîte o singură şarjă în acest mod, consider necesară repetarea acestor experienţe şi la timpi de amestecare de 50 s.

Concluzii generale şi probleme necesare a fi studiate în viitor

În urma experimentărilor mecanice şi tehnologice efectuate în cadrul acestei lucrări, se pot trage următoarele concluzii generale:

1. La betonierele cu ax vertical şi tobă fixă de formă inelară, puterea necesară la amestecare este direct proporţională cu suprafaţa activă a paletelor $\Sigma F_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \cos \beta_i$ şi cu rezistenţa specifică medie la amestecare K_m. Datorită acestui lucru puterea motorului de acţionare a organului de amestecare poate fi determinată cu ajutorul relaţiei (10).

2. La viteze tangenţiale medii de circa 2,0 m/s, rezistenţele specifice la amestecare K_m (pentru betoane vîrtoase) au valori cuprinse între 0,364 şi 0,385 kgf/cm^2, iar la viteze tangenţiale medii de circa 1,75 m/s, de 0,24 kgf/cm^2.

3. La prepararea betoanelor vîrtoase, cu aceste betoniere, timpul optim de amestecare a fost de 50 s.

4. Deoarece în prezent unele firme execută betoniere cu ax vertical şi tobă fixă de formă inelară, la care vitezele tangenţiale maxime ating chiar 4 m/s (Liebherr — 750 l), este necesar ca în etapa următoare să se studieze influenţa măririi vitezei tangenţiale maxime la palete, peste 3 m/s, asupra calităţii betonului preparat şi asupra valorilor K şi K_m (deci asupra puterii necesare la amestecare).

5. Avînd în vedere că în experimentările relatate prin lucrarea de faţă au fost încercate numai trei tipuri de palete plane, pentru precizarea formei şi dimensiunilor optime ale paletelor, este necesar să se studieze în continuare influenţa diferitelor forme de palete (palete în formă de plug şi altele) asupra calităţii amestecului şi asupra puterii necesare în timpul lucrului.

6. Aşa cum se arată şi în observaţiile privind rezultatele probelor tehnologice, ar trebui să se urmărească mai în amănunt efectul pe care îl are asupra calităţii amestecului reducerea numărului de palete la betonierele existente, la timpi reduşi de malaxare.

Contribuţii la perfecţionarea bazelor metodologice de normare tehnică a muncii în construcţii

Ing. I. Belfert, ing. I. Ceară, ing. M. Florescu, ing. M. Stoica

GENERALITĂŢI

Dezvoltarea metodelor industriale de construcţii, creşterea substanţială a sortimentelor şi calităţii materialelor de construcţii şi instalaţii şi ridicarea gradului de mecanizare a execuţiei lucrărilor impun perfecţionarea continuă a organizării muncii şi a producţiei, prin aplicarea celor mai noi rezultate ştiinţifice, în scopul realizării sarcinilor trasate constructorilor de Directivele Congresului al IX-lea al Partidului Comunist Român.

Modificarea continuă a condiţiilor materiale ale producţiei de construcţii necesită, pe lîngă noi măsuri tehnico-organizatorice corespunzătoare şi îmbunătăţirea metodelor de normare a muncii, adîncirea analizei proceselor de muncă, punerea de acord a normativelor şi normelor de muncă cu perfecţionările aduse în procesul de producţie, în scopul asigurării creşterii neîncetate a productivităţii muncii.

În ultimii ani, în activitatea de normare a muncii în construcţii, au fost obţinute succese importante, în urma introducerii în planul de stat — ca o secţiune aparte — a sarcinilor cu privire la extinderea normelor cu motivare tehnică.

Din volumul total de muncă în acord, în construcţii, circa 85% se realizează pe bază de norme cu motivare tehnică.

În cadrul normelor cu motivare tehnică, aplicate, circa 93% sînt norme unificate, din care circa 87% unificate pe republică, aplicate pe toate şantierele de construcţii.

Au fost elaborate norme cu motivare tehnică pentru procedee tehnologice moderne şi materiale eficiente, ca de pildă : pentru montarea panourilor mari, betoane turnate în cofraje glisante, lucrări de finisaj executate cu materiale pe bază de polimeri sintetici, lucrări de instalaţii (conducte PVC, INTENC etc.).

De asemenea, au fost elaborate norme grupate, unificate pe republică pentru procese complexe la principalele capitole de lucrări : betoane, armături, zidării de cărămidă, tencuieli interioare, instalaţii.

Sarcinile dezvoltării viitoare a producţiei de construcţii din ţara noastră necesită însă o importantă îmbunătăţire a activităţii în domeniul organizării şi normării muncii. Principala direcţie de acţionare este îmbunătăţirea calităţii normativelor şi normelor de muncă cu caracter unificat, aplicate în prezent în ramura de construcţii.

Pentru realizarea acestui salt calitativ, în condiţiile actualului nivel atins de tehnica producţiei de construcţii, nu mai sînt suficiente mijloacele şi metodele folosite pînă acum. Este necesar să se treacă, de la actualele norme cu motivare tehnică, la elaborarea unor norme temeinic fundamentate din punct de vedere tehnic, economic şi fiziologic, în condiţiile asigurării unei producţii de calitate superioară.

Fundamentarea tehnică se bazează pe utilizarea cea mai raţională a posibilităţilor existente şi perfecţionarea proceselor de muncă. Astfel de norme se pot stabili pentru diverse procedee de executare a procesului tehnologic, pentru diverse variante ale lucrării respective.

Elementul nou, calitativ diferit, care trebuie să intervină în practica normării tehnice, constă în aceea că, la elaborarea normelor, trebuie efectuată alegerea şi introducerea celui mai raţional procedeu de execuţie, a celei mai economice variante.

Norma cu motivare economică este aceea care se stabileşte pe baza celei mai productive şi economice variante de executare a lucrării, pornind de la utilizarea raţională a capacităţii de producţie şi de la folosirea metodelor avansate de execuţie a lucrărilor respective.

Stabilirea justă a normelor, pentru productivitatea cea mai înaltă a muncii, trebuie să fie condiţionată de crearea unor condiţii de muncă favorabile, care să reducă gradul de oboseală şi să conducă la regimul cel mai raţional de muncă şi de odihnă.

Luarea în considerare a factorilor fiziologici şi psihologici, pentru ca executarea lucrării să se facă în ritm normal şi în condiţii raţionale, constituie fundamentarea fiziologică a normei. Îmbunătăţirea calitativă a normelor de muncă trebuie să constituie în viitor rezultatul comun al studiilor şi cercetărilor tehnice, economice, fiziologice şi psihologice. Numai o normă astfel elaborată, cu o temeinică fundamentare tehnică, economică şi fiziologică, asigură realizarea procesului de producţie cu maximum de productivitate.

Prin elaborarea normelor cu fundamentare tehnică, economică şi fiziologică, normarea muncii contribuie nu numai la îmbunătăţirea organizării muncii pe şantiere, dar şi la perfecţionarea producţiei de construcţii într-o măsură tot mai mare.

Pentru atingerea acestor obiective sînt necesare măsuri tehnice şi organizatorice complexe, printre care un rol deosebit de important revine perfecţionării metodologiei de cercetare şi de elaborare a normativelor şi normelor de muncă.

Condiţia principală a eficienţei acestei lucrări constă în asigurarea caracterului unitar al metodelor de fundamentare a normelor.

În acest sens, procedeele aplicate în ultimul timp în cadrul INCERC în activitatea de cercetare şi proiectare a normativelor de timp, precum şi studiile metodologice în curs de desfăşurare, aduc o contribuţie la perfecţionarea bazelor metodologice de normare tehnică în construcţii.

★

În cadrul studiilor de normare tehnică, efectuate de INCERC pentru elaborarea normativelor şi normelor de muncă, s-a experimentat introducerea unor metode moderne bazate pe prelucrarea matematică a datelor primare, rezultate din cercetările pe şantiere şi anume :

— metoda grafică-analitică de trasare a curbei normative ;
— metoda celor mai mici pătrate ;
— metoda corelaţiei multiple.

Metodele au fost aplicate, pentru prima oară în normarea în construcţii, la studierea şi proiectarea unor normative de timp, elaborate de INCERC în cursul anului 1964 (armături TOR, transporturi mecanizate, instalaţii sanitare, instalaţii de încălzire centrală şi instalaţii interioare de gaze).

Prin aceste metode, stabilirea dependenţei între valoarea timpului de execuţie şi valorile factorului de influenţă se face printr-o ecuaţie $y = f(x)$, în care y = timpul, în secunde, necesar pentru executarea elementului operaţiei respective, şi x = termenii factorului de influenţă.

Efectul aplicării acestor metode este foarte important, deoarece nu mai este nevoie de a studia pe şantiere toate variantele posibile ale lucrării, în funcţie de termenii factorilor de influenţă şi nici a se proiecta şi calcula valoarea tuturor normativelor de timp.

Ecuaţia empirică de calcul, care exprimă legătura funcţională între timpul de execuţie şi factorul de influenţă, se poate determina pe baza unui număr minim de valori ale factorului de influenţă, urmînd ca celelalte valori ale normei de timp să fie calculate, introducînd în ecuaţie valorile respective pentru fiecare termen al factorului de influenţă. Numărul minim de termeni ai factorului de influenţă se determină pe baza unor formule empirice şi nu poate fi în nici un caz mai mic decît patru.

De exemplu, pentru elementul de operaţie privind tăierea barelor de oţel-beton TOR, care pot avea diametrele standardizate de 6, 7, 8, 10, 12, 14, 16, 18 şi 20 mm, numărul minim de diametre pentru care urmează să se efectueze studiile se stabileşte prin formula $n = 3 + \sqrt{\frac{A_{max}}{A_{min}}}$ în care A_{max} şi A_{min} sînt valoarea maximă (20 mm), respectiv valoarea minimă (6 mm) a factorului de influenţă. Introducînd în formulă aceste valori a rezultat că observările pe teren trebuie efectuate la 5 diametre de oţel-beton TOR, în loc de 9 diametre.

PROCEDEE STUDIATE ÎN CADRUL INCERC PENTRU STABILIREA RELAŢIILOR DE CALCUL LA DETERMINAREA CORELĂRII FACTORILOR DE INFLUENŢĂ ÎN ANALIZA PROCESELOR DE MUNCĂ ÎN CONSTRUCŢII

În cercetarea problemelor de normare tehnică a muncii, un aspect esenţial este analiza factorilor de influenţă care determină, atît structura procesului de muncă, cît şi a consumului de timp de muncă.

Perfecţionarea executării proceselor de muncă, în scopul stabilirii unui proces optim, care să conducă la un nivel progresiv al productivităţii, depinde în mare măsură de modul în care se optimizează influenţa factorilor respectivi.

Problema analizei factorilor de influenţă (variaţia dimensiunilor şi a secţiunilor materialelor, întinderea frontului locului de muncă, distanţele de transport, uneltele şi dispozitivele folosite, factorii naturali etc.), este un element principal în studiul organizării ştiinţifice a muncii în activitatea de construcţii.

Analizele şi experimentările ce trebuie făcute în această problemă sînt destul de complexe — corelarea factorilor de influenţă implică determinări laborioase — şi de aceea studierea, şi în special calcularea lor, necesită o metodă perfecţionată.

În cazul cînd un proces sau un element al procesului de muncă depinde de un singur factor de influenţă, corelarea este o problemă relativ simplă. Constatarea unei tendinţe lineare sau nelineare a dependenţei timpului de factorul de influenţă respectiv (prin înscrierea pe un grafic a rezultatelor), conduce la obţinerea unei formule de calcul care dă valori cu un grad de precizie mare.

Cînd consumul de muncă al unui proces depinde însă de mai mulţi factori de influenţă, se studiază variaţia primului factor, menţinînd pe al doilea şi următorii constanţi (la o valoare apropiată de cea medie sau dacă este posibil chiar pentru valoarea medie), apoi se studiază variaţia celui de al doilea factor menţinîndu-se ceilalţi factori constanţi ; în acelaşi mod, se procedează şi pentru următorii factori.

Dacă toate variaţiile au o tendinţă lineară, se consideră că dependenţa generală a timpului de muncă de factorii de influenţă respectivi este lineară, ceea ce în general duce la diferenţe mici între valorile de calcul şi cele teoretice.

În alte cazuri însă, rezultă diferenţe mari.

În această situaţie, este necesar să se obţină o relaţie care să conducă la o corelare mai precisă între valorile obţinute din cercetare, în scopul stabilirii valorii medii optimizate.

Materialele metodologice existente nu conţin elemente care să indice procedeul pentru stabilirea unei corelaţii corespunzătoare în cazurile respective.

În cadrul unor studii efectuate de secţia Normare Tehnică din INCERC, s-a ajuns la stabilirea unui procedeu perfecţionat pentru stabilirea relaţiilor de calcul la determinarea corelării factorilor de influenţă.

Procedeul constă în analizarea variaţiei factorului de influenţă, nu numai pentru valori medii ale celorlalţi factori consideraţi constanţi, ci pentru toate valorile de calcul ale acestora.

Astfel, în cazul dependenţei timpului de n factori de influenţă, dacă se consideră numai factorul x variabil, iar ceilalţi constanţi, se obţine în general o variaţie lineară (sau dacă se obţine o relaţie curbă prin logaritmare, în general devine tot lineară), adică:

$$t = a_1x + b_1 \text{ pentru } y = \text{const.}, \ z = \text{const. etc.} \qquad (1)$$

Dacă, în continuare, se consideră $x = \text{const}$, $z = \text{const}$ etc. şi numai y este variabil, se obţine :

$$t = a_2y + b_2 \qquad (2)$$

Menţinînd $x, y, \ldots = \text{const}$ şi z = variabil, se obţine :

$$t = a_3z + b_3 \text{ şi aşa mai departe,} \qquad (3)$$

De aici, se trage în general concluzia că dependenţa generală este tot lineară :

$$t = a_1x + a_2y + a_3z + \ldots + b' \qquad (4)$$

Acest lucru a fost confirmat în numeroase cazuri, obţinîndu-se rezultate bune, diferenţele între valorile obţinute din calcul şi cele experimentale fiind foarte mici.

Totuşi, au fost şi unele cazuri, la lucrări de construcţii şi instalaţii, cînd aplicîndu-se relaţia (4) pe baza relaţiilor (1), (2), (3) etc. s-a ajuns la valori de calcul mult diferite de cele experimentale (rezultate din analiza pe teren). Aceasta se datoreşte faptului că familiile de drepte (1, 2, 3...) nu au coeficientul unghiular a_1 = const, a_2 = const. etc. Este suficient ca unul dintre coeficienţii unghiulari să depindă numai de unul din factorii consideraţi constanţi, ca aplicînd relaţia (4) să obţinem rezultate necorespunzătoare. Astfel dacă, de exemplu, coeficientul a_1 depinde de factorul de influenţă y rezultă :

$$\text{Pentru } y = y_1 \text{ se obţine } a_1 = a_1(y_1) \qquad (5)$$

$$\text{Pentru } y = y_2 \text{ se obţine } a_1' = a_1'(y_2) \text{ şi aşa mai departe.}$$

Rezultă că este necesar a se analiza această dependenţă a coeficientului unghiular a_1 faţă de factorul de influenţă y. În multe cazuri concrete, s-a con-

Tabela 1

Rezultatele observaţiilor efectuate pe şantiere şi calculul coeficienţilor sistemului de ecuaţii

Nr. crt.	li (m)	si (cm^2)	ti (s)	$li \cdot si$	$li \cdot ti$	$si \cdot ti$	li^2	si^2	$li^2 \cdot si$	$li^2 \cdot si^2$	$li^2 \cdot si^2$	$li \cdot si \cdot ti$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	1,5	0,283	492	0,425	738	139,236	2,25	0,080089				208,854
2	1,5	0,785	690	1,177	1 035	541,650	2,25	0,616225				812,495
3	1,5	1,540	1 080	2,310	1 620	1 623,200	2,25	2,371600				2 494,800
. . .	. . .	. . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . . .	. . .	. . . .				
41	13	2,540	10 230	33,020	132 990	25 984,200	1,69	6,451 000				337 794,600
42	13	3,140	11 920	40,820	154 960	37 428,800	1,69	9,859 600				486 574,400
Σ	297	72,086	199 297	509,751	1 794 729	408 799,022	37,50	163,934 498	4 698	1 159	10 685	3 622 218,430

$\Sigma\, li^2 \cdot si = 456,25 \times 10,298 = 4\,698,46 \cong 4\,698$

$\Sigma\, li \cdot si^2 = 49,50 \times 23,419\,214 = 1\,159,25 \cong 1\,159$

$\Sigma\, li^2 \cdot si^2 = 456,25 \times 23,419\,214 = 10\,685,01 \cong 10\,685$

statat o dependenţă lineară a coeficientului unghiular faţă de factorul de influenţă considerat constant, adică :

$$a_1 = ay + b \qquad (6)$$

Înlocuind în relaţia (1) se obţine :

$$t = (ay + b)x + a_2y + a_3z + \ldots + b' \qquad (7)$$

Din cele de mai sus, rezultă că este suficient ca un singur coeficient unghiular să depindă linear de unul din factorii menţinuţi constanţi, pentru a se obţine o relaţie de gradul doi. Dacă acelaşi coeficient unghiular depinde, printr-o relaţie de gradul doi, de un factor de influenţă, relaţia de dependenţă generală devine de gradul trei şi aşa mai departe.

Rezultă că, pentru a se putea stabili gradul relaţiei generale de dependenţă a timpului de muncă faţă de toţi factorii de influenţă consideraţi, este necesar a se analiza variaţia coeficienţilor unghiulari ai familiilor de drepte (1, 2, 3....) pentru toate valorile de calcul ale celorlalţi factori de influenţă. Numai pe baza acestei analize, se poate trage o concluzie mai plauzibilă a dependenţei timpului de toţi factorii de influenţă analizaţi.

Pentru concretizarea procedeului preconizat, în cele ce urmează, se prezintă o aplicaţie în cazul analizei a doi factori de influenţă, comparînd efectul obţinut faţă de rezultatele ce se pot obţine prin aplicarea procedeelor în vigoare.

Exemplul se referă la cazul analizării timpului operativ pentru operaţia de confecţionare a barelor de oţel TOR, respectiv pentru faza „aşezarea barelor de oţel TOR gata fasonate". La acest element al procesului de muncă, timpul operativ depinde de doi factori de influenţă :

— lungimea barei de oţel TOR *(l)*, care variază de la 1 la 14 m ;

— secţiunea barei de oţel TOR *(s)*, care variază de la 0,283 la 3,14 cm^2.

Numărul de valori de calcul la care s-au efectuat studii s-au calculat pe baza formulei $n = 3 + \sqrt{\frac{A_{max}}{A_{min}}}$.

Pentru lungime : $n_l = 3 + \sqrt{\frac{14}{1}} = 3 + 3{,}75 \cong 7$ valori.

Pentru secţiune : $n_s = 3 + \sqrt{\frac{3{,}14}{0{,}283}} = 3 + 3{,}32 \cong 6$ valori.

Tabela 2

Rezultatele care se obţin în ipoteza dependenţei lineare şi a dependenţei de gradul II

Nr. crt.	Dimensiunile barei de oţel TOR		Timpul operativ			Top-Top$_1$	(Top − Top$_1$)^2	Top − Top$_2$	(Top − Top$_2$)^2
	Lungimea *li* (m)	Secţiunea *si* (cm^2)	Valori pe bază de observaţii Top (s)	Valori pe bază de calcul					
				Admiţînd ipoteza dependenţei lineare Top$_1$ (s)	Admiţînd ipoteza dependenţei gradul II Top$_2$ (s)				
1	1,5	0,285	492	−1 003	427	1 495	2 235,025	65	4 225
2	1,5	0,785	690	− 170	769	860	739 600	79	6 241
3	1,5	1,540	1 080	1 083	1 258	−3	9	178	31 684
	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .	. . . .				
41	13	2 540	10 230	9 699	10 576	531	281 961	346	119 716
42	13	3,140	11 920	10 694	12 210	1 226	1 503 076	290	84 100
							21 211 843		1 388 150

Studiile de normare tehnică s-au efectuat pentru lungimile 1,5 m, 3 m, 5 m, 7 m, 9 m, 11 m și 13 m, și pentru secțiunile 0,283 cm², 0,785 cm², 1,54 cm², 2,01 cm², 2,54 cm² și 3,14 cm².

Rezultatele prelucrării datelor din determinările pe teren, considerînd lungimea l constantă și anume 7 m, sînt trecute în graficul din figura 1.

Pentru secțiunea constantă 1,54 cm², valorile timpului operativ rezultat sînt trecute în graficul din figura 2.

Se constată că atît dependența timpului operativ de primul factor, cît și de cel de al doilea este lineară și anume de forma ecuației (1) pentru $s = 1{,}54$ cm² și de forma ecuației (2) pentru $l = 7$ m.

Considerînd că și dependența totală este lineară, se obține:

$$t = bl + cs + d \tag{8}$$

Pentru determinarea constantelor, b, c și d, se folosește metoda celor mai mici pătrate. Notînd cu t_i valorile timpului operativ pentru o anumită lungime și secțiune din tabela 1 și comparînd cu timpul rezultat pe baza relației (7) se obțin abaterile:

$$\varepsilon_i = t - t_i \quad (i = 1,2 \ldots \text{n}) \tag{9}$$

Suma abaterilor pătratice este:

$$\varepsilon_i{}^2 = \Sigma(t - t_i)^2 = \Sigma(bl + cs + d - t_i)^2 \qquad (10$$

Anulînd derivatele parțiale și simplificînd cu 2 se obține următorul sistem de ecuații:

$$\left.\begin{aligned} & b\,\Sigma\, l_i^2 + c\Sigma\, l_i\, s_i + d\,\Sigma\, l_i - \Sigma\, l_i\, t_i = 0 \\ & b\,\Sigma\, l_i s_i + c\,\Sigma\, s_i^2 + d\,\Sigma\, s_i - \Sigma s_i t_i = 0 \\ & b\,\Sigma\, l_i + c\,\Sigma\, s_i + d.n. - \Sigma\, t_i = 0 \end{aligned}\right\} \tag{11}$$

în care n = numărul de variante ($n = n_l \times n_s = 7 \times 6 = 42$)

Înlocuind cu valorile totale din tabela 1 se obțin relațiile:

$$\begin{aligned} & 2\,737{,}5\ b + 509{,}751\ c + 297\ d - 1\,794\,729 = 0 \\ & 509{,}751\ b + 163{,}934\ c + 72{,}086\ d - 408\,799{,}02 = 0 \\ & 297\ b + 72{,}086\ c + 42\ d - 199\,297 = 0 \end{aligned} \tag{11'}$$

Rezolvînd, se obține: $b = 604{,}8$: $c = 1\,659{,}7$ și $d = -2\,380$.

Rezultă că relația de calcul este:

$$t = 604{,}8\ l + 1\,659{,}7\ s - 2\,380 \tag{8'}$$

În tabela 2 sînt calculate valorile ce se obțin pe baza acestei relații. Se constată că abaterile față de valorile experimentale (diferența Top — Top₁) sînt foarte mari, iar trei valori sînt negative, ceea ce este absurd.

Aceasta se datorește faptului că, în cazul cînd s-a menținut un factor constant (de exemplu s = const.), s-au obținut drepte care nu au coeficienți unghiulari constanți, ci depind linear de secțiune. La fel se întîmplă și cu al doilea coeficient unghiular.

De asemenea, termenii liberi b_1 și b_2 au o variație lineară.

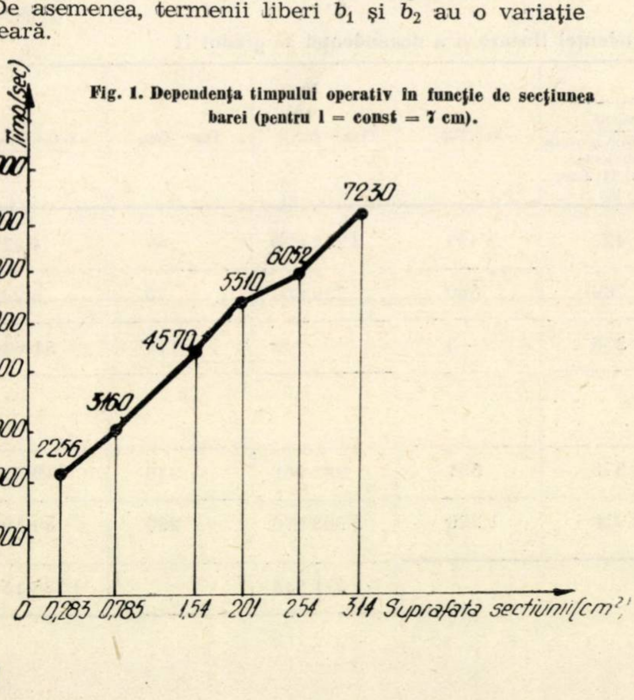


Fig. 1. Dependența timpului operativ în funcție de secțiunea barei (pentru l = const = 7 cm).

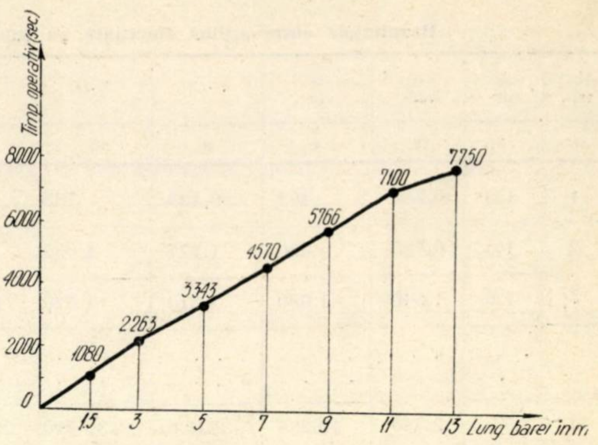


Fig. 2. Dependența timpului operativ în funcție de lungimea barei (pentru s = const = 1,54 cm²)

De unde:

$$\left.\begin{aligned} a_1 &= a\,y + b \\ b_1 &= c\,y + d \end{aligned}\right\} \tag{12}$$

Rezultă:

$$t = (ay + b)\, x + cy + d = axy + bx + cy + d \tag{13}$$

Deci, variația față de cei doi factori de influență nu este lineară, ci relația este de gradul doi și reprezintă un paraboloid hiperbolic. În această situație, aplicînd metoda celor mai mici pătrate, se obține următorul sistem de ecuații:

$$\begin{aligned} & a\Sigma\, l_i^2 \cdot s_i^2 + b\,\Sigma\, li^2\, s_i + c\,\Sigma l_i\, s_i^2 + d\Sigma\, l_i\, s_i - \Sigma l_i\, s_i\, t_i = 0 \\ & a\Sigma l_i^2\, s_i + b\,\Sigma\, li^2 + c\,\Sigma\, l_i\, s_i + d\,\Sigma\, l_i - \Sigma\, l_i\, t_i = 0 \\ & a\Sigma\, l_i\, s_i^2 + b\,\Sigma\, l_i\, s_i + c\,\Sigma\, s_i^2 + d\Sigma\, s_i - \Sigma\, s_i\, t_i = 0 \\ & a\,\Sigma\, l_i\, s_i + b\,\Sigma\, l_i + c\,\Sigma\, s_i + d.n. - \Sigma\, t_i = 0 \end{aligned} \tag{14}$$

Introducînd valorile din tabela 1 se obține:

$$\begin{aligned} & 10\,685\ a + 4\,698\ b + 1\,159\ c + 509{,}751\ d - 3\,662\,218{,}43 = 0 \\ & 4\,698\ a + 2\,737{,}5\ b + 509{,}751\ c + 297\ d - 1\,794\,729 = 0 \\ & 1\,159\ a + 509{,}751\ b + 163{,}934\ c + 72{,}086\ d - 408\,799{,}02 = 0 \\ & 509{,}751\ a + 297\ b + 72{,}086\ c + 42\ d - 199\,297 = 0 \end{aligned} \tag{14'}$$

Rezolvînd acest sistem, se obține: $a = 179{,}4$;

$$b = 29{,}71;\quad c = 392{,}1;\quad d = -206$$

Rezultă astfel următoarea relație de calcul cu aplicare eficientă:

$$t = 179{,}4\, l\, s + 297{,}1\ l + 392{,}1\ s - 206 \tag{13'}$$

Pe baza acestei relații se obțin valori mult mai apropiate de rezultatele experimentale, așa cum rezultă din tabela 2.

Abaterea pătratică obținută cînd se folosește relația (13'), care reprezintă un paraboloid hiperbolic, este mult mai mică decît în cazul folosirii relației (8'), care reprezintă un plan.

★

Din cele expuse mai sus, rezultă că aplicarea mecanică a metodelor matematice de prelucrare a datelor poate duce la rezultate necorespunzătoare, uneori chiar absurde (valori negative ale timpului). Pentru evitarea unor astfel de situații, este necesar să se analizeze în prealabil cît mai atent care este dependența între timp și factorii de influență, nu numai pentru valorile medii ale unuia dintre factorii de influență considerat constant, ci pentru toate valorile de calcul ale acestuia.

În cazul unei dependențe lineare între timp și factorii de influență, ceea ce se întîlnește frecvent, este necesar a se constata dacă dreptele ce se obțin au aceeași pantă. În caz afirmativ, dependența generală este de gradul I. În cazul că panta depinde linear de factorul constant, dependența este de gradul II.

★

Prin aplicarea experimentală, în cursul anului 1964, a metodelor matematice de prelucrare a datelor primare la proiectarea capitolelor de normative prevăzute în plan pentru anul respectiv, au rezultat principalele avantaje pe care le prezintă aceste metode.

Astfel, de exemplu, prin aplicarea în paralel, la elaborarea normativelor de timp pentru montarea panourilor mari prefabricate, a metodelor de prelucrare stabilite prin „Regulile şi indicaţiile metodologice pentru normarea muncii în ramura construcţii CSCAS 1961“ şi a metodelor de prelucrare matematică a datelor primare, a rezultat că aceste metode conduc la o precizie mai mare a normativelor, nivelul lor fiind foarte aproape de consumul real de muncă necesar pentru realizarea lucrărilor respective.

Din comparaţia datelor, se constată că normativele de timp stabilite pe baza noii metodologii ce se experimentează au un grad de fundamentare ridicat, consumul de timp de muncă fiind determinat cu mai multă precizie, faţă de rezultatele obţinute prin aplicarea metodologiei anterioare.

De asemenea, un alt efect al aplicării metodelor matematice la prelucrarea datelor primare a fost reducerea volumului de muncă necesar pentru efectuarea studiilor pe şantiere, prin micşorarea numărului variantelor studiate. Astfel, la stabilirea normativelor de timp pentru lucrările de instalaţii, volumul de muncă de cercetare pe şantiere a putut fi redus cu 20—25%.

Din primele rezultate obţinute de INCERC, se poate deci constata că folosirea metodelor matematice în normarea muncii în construcţii îmbunătăţeşte substanţial metodologia de elaborare a normativelor şi normelor de muncă, prezentînd următoarele avantaje :

— creşterea gradului de precizie a normativelor elaborate, datorită înlocuirii metodei grafice de stabilire a curbei normative, prin metode de calcul mult mai exacte ;

— reducerea într-o proporţie importantă a volumului de muncă necesar pentru efectuarea cercetărilor pe şantiere, prin micşorarea numărului de variante ce trebuie studiate, fără ca aceasta să afecteze cît de puţin exactitatea rezultatelor ;

— simplificarea formei de prezentare a normativelor şi normelor de muncă, prin înlocuirea tabelelor complicate şi greoaie cu o formulă sau ecuaţie însoţită de explicaţiile necesare. În acest mod, calculul normei de muncă, pentru un caz concret din producţie, se limitează la cele patru operaţii aritmetice şi constă din introducerea în ecuaţie a parametrilor lucrării respective şi calcularea timpului pe unitatea de măsură adoptată.

Rezumînd cele arătate mai înainte, rezultă că îmbunătăţirea metodologiei de normare tehnică a muncii, bazată pe perfecţionarea metodelor şi mijloacelor de cercetare pe şantiere şi pe folosirea largă a metodelor moderne de prelucrare matematică a datelor, permite fundamentarea temeinică a normativelor şi normelor de muncă, conducînd la economisirea progresivă a timpului de muncă, la introducerea progresului tehnic, perfecţionarea producţiei şi trecerea la o treaptă superioară a organizării muncii.

Bibliografie

[1] C.S.M.S. : *Metodologia elaborării normativelor de muncă* — 1965.

[2] C.S.M.S. : Standard de stat (nr. 6.909) *Normarea muncii* — Terminologie — 1964.

[3] Institutul de cercetări economice pentru economia construcţiilor de pe lîngă Comitetul de Stat pt. Construcţii U.R.S.S. : *Bazele metodologice pentru normarea muncii în construcţii* — Moscova, 1964.

[4] Hidoş C., Gheorghiţă Şt., Belfert I., Florescu M. : *Normarea muncii în construcţii,* 1965.

[5] Institutul de cercetări ştiinţifice în problemele muncii de pe lîngă C.S.M.S. al U.R.S.S.: *Metodologia elaborării normativelor de muncă.* Traducere din limba rusă (Moscova, 1960).

[6] Centrul de cercetări ştiinţifice de pe lîngă C.S.M.S. al R.S.C. : *Metodologia normării muncii* — Vol. I şi II. Traducere din limba cehă (Praga — 1963).

[7] * * * : Colecţia 1963 şi 1965. Caiet selectiv. *Probleme de organizarea muncii şi salarizării.*

CRONICA

Expoziţia britanică de instrumente ştiinţifice, industriale şi medicale — Bucureşti, 26 oct. — 2 nov. 1965

Între 26 octombrie şi 2 noiembrie 1965 a fost prezentată în Bucureşti în Pavilionul Central din bd. Mărăşti, expoziţia britanică de instrumente ştiinţifice, industriale şi medicale (SIMA).

Din multitudinea aparatelor de măsurători ştiinţifice expuse de cele 29 de firme participante, vom menţiona cîteva care prezintă interes pentru sectorul de construcţii.

1. Instrumentul catodic pentru măsurarea la faţa locului a condiţiilor de coroziune din conducte, construcţii de oţel, rezervoare de petrol, turnuri de apă din uzine electrice etc. poate fi folosit în orice condiţii atmosferice şi funcţionează cu ajutorul bateriilor uscate.

2. Instrumentul de nivelă electronică Talyvel, folosit la construcţiile de poduri, aliniere optică etc. se bazează pe un principiu de pendulare asociat cu transductori care creează un semnal de deviaţie electric. Acest semnal este amplificat pentru a alimenta un aparat de măsurare cu zero central.

3. Firma Griffin a expus o serie de aparate, dintre care amintim :

— aparat cu limita lichidă folosit în laboratoarele de cercetări pentru drumuri şi şosele în domeniul mecanicii solului pentru luare de probe ;

— cutii divizoare pentru pregătirea rapidă a unor probe solide în vederea clasificării probelor reprezentative de sol în laborator ;

— aparat pentru examenul compprimării nelimitate folosit pentru obţinerea rezistenţei la forfecare a solurilor la proiectarea şoselelor, pistelor de decolare şi a construcţiilor uşoare de imobile. Aparatul este foarte mobil, uşor de transportat. Braţul mobil cu creion este ataşat de placa care conţine proba şi trasează imediat o curbă de tensiune-deformaţie pe graficul fixat în faţa aparatului, în timp ce are loc examenul.

4. Firma Solartron a expus trei calculatoare analoage. Primul este un aparat mic cu 6 amplificatoare şi cu paneluri detaşabile cu probleme. Pot fi legate patru calculatoare formînd astfel o maşină cu 24 amplificatoare.

Al doilea este un aparat care posedă dispozitive ce se întîlnesc de obicei numai la calculatoarele scumpe. Ca exemplu se poate cita posibilitatea funcţionării iterative sau a folosirii potenţiometrului comparativ cifric. Maşina are 24 amplificatoare, 3 multiplicatoare şi 3 generatoare de funcţii diode.

Acestea sînt numai cîteva din aparatele ce au putut fi văzute în cadrul expoziţiei.

În afară de aparatele folosite în acest domeniu, au fost prezentate nenumărate aparate de măsură şi control pentru toate ramurile industriale, cum şi pentru medicină.

DOCUMENTARE

PROCEDEE TEHNICE MODERNE LA EXECUTAREA IZOLAŢIILOR HIDROFUGE

Bazîndu-se pe realizările remarcabile ale chimiei organice moderne, cercetarea ştiinţifică în construcţii a promovat în ultimele decenii o serie de noi materiale şi procedee tehnice privind izolarea hidrofugă a acoperişurilor.

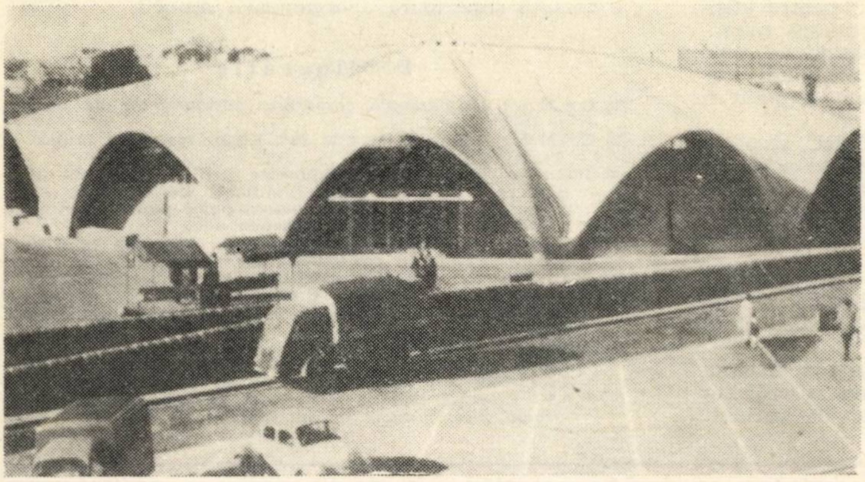


Fig. 1. Exemplu de izolare hidrofugă cu poliizobutilenă armată cu ţesătură din fibre de sticlă

Primul procedeu nou, cercetat în Germania încă din anul 1930, se bazează pe folosirea poliizobutilenei (elastomer deosebit de stabil şi cu o mare rezistenţă la îmbătrînire) sub formă de pelicule de 1—2 mm grosime. În ciuda calităţilor, foliile de poliizobutilenă s-au utilizat pe scară redusă, dat fiind costul ridicat şi cheltuielile suplimentare pentru executarea unui strat de protecţie, absolut necesar.

În Franţa, acest procedeu a fost perfecţionat prin armarea foliilor cu ţesătură din fibre de sticlă şi prin aplicarea prin proiecţie a unui film de protecţie superficială din praf de aluminiu colorat. Cu acest procedeu, corect aplicat, s-au obţinut rezultate foarte bune la o serie de lucrări remarcabile cu acoperişuri curbe necirculabile (fig. 1), dar procedeul este neaplicabil la acoperişuri-terasă care necesită totdeauna un minimum de lucrări de întreţinere.

În S.U.A. şi Canada, s-au folosit folii de neopren sudate pe contur, pentru a constitui o foaie continuă de 2 mm grosime, dispusă între două straturi de beton, făcînd parte din structura acoperişului. Se consideră că acest material, care nu-şi modifică proprietăţile între —40° şi +120°C, este materialul ideal pentru urmărirea fără fisurări a deformaţiilor din contracţia şi dilatarea construcţiei. Cea mai importantă aplicare a acestui procedeu s-a făcut la izolarea acoperişului de 50 000 m^2 al noii gări din Cap (Africa de Sud).

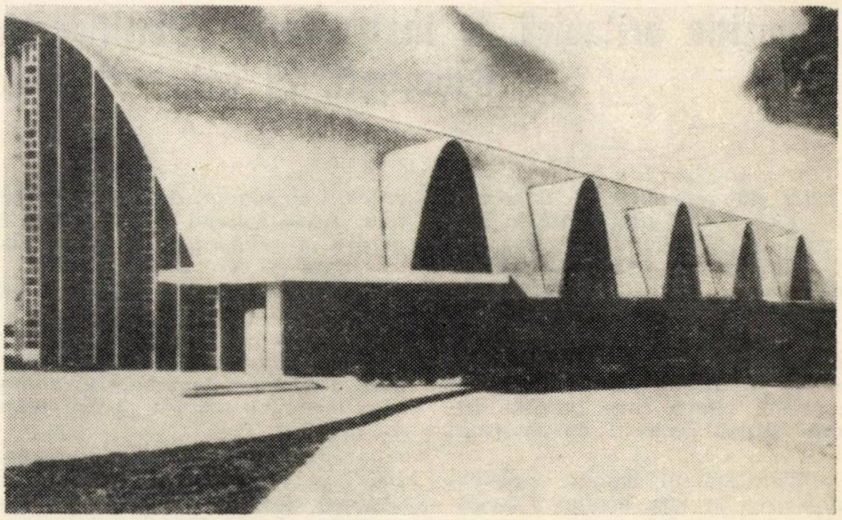


Fig. 2. Acoperişul catedralei Santa Maria Reina din Porto-Rico izolat cu hypalon alb

În Franţa mai multe sute de mii m^2 de acoperişuri s-au izolat cu bune rezultate, folosind plăci de 50 mm grosime şi 6 kg/m^2, confecţionate în fabrică, din 3 filme de polivinil rigid gofrat, dispuse între patru straturi de bitum.

Un procedeu tehnic particular constă în executarea „in situ" a unei membrane hidrofuge prin răspîndirea cu peria, pistolul sau ruloul, a două soluţii (în stare lichidă) de neopren şi hypalon, rezultînd un film de 0,5 mm grosime (fig. 2). Aplicarea acestei izolaţii este delicată, necesitînd un strat suport de beton rectificat pînă la o planeitate metalică şi fără pori, cu umiditate reziduală de maximum 16% şi timp uscat.

Dintre soluţiile recent preconizate în S.U.A. se menţionează :

A — Film uzinat din fluorură de polivinil (de 0,05 mm grosime), lipit cu adeziv pe bază de latex pe un strat din pîslă de ardezie impregnată, care se lipeşte cu bitum pe suport.

B — Film de 0,1 mm grosime, din poliizobutilenă, lipit cu adeziv latex pe strat din pîslă de ardezie bituminată; acest ansamblu se aplică apoi tot prin lipire pe o ţesătură din fibre de sticlă impregnate cu bitum. Dată fiind grosimea redusă a filmului de poliizobutilenă, este necesar ca la fiecare 4—5 ani să se regenereze suprafaţa prin vopsire cu acelaşi material.

În concluzie, dacă pe plan teoretic, noile sisteme par a prezenta o serie de avantaje şi calităţi, ele nu prezintă în stadiul lor actual un coeficient de siguranţă compatibil cu obligaţiile şi responsabilităţile pe care şi le asumă constructorul. Extinderea aplicării noilor procedee tehnice de izolare hidrofugă trebuie să se facă pe baza unei selecţionări riguroase, în funcţie de modul lor de comportare în timp.

La adoptarea noilor produse sintetice, trebuie avut în vedere ca acestea să fie compatibile cu reacţiile fizice, chimice şi mecanice ale suportului, iar punerea lor în operă să se poată face cu mijloace simple, uşor asimilabile de muncitorii constructori, care nu sînt nici chimişti, nici mecanici de precizie.

(„Batir", 141)

ÎNCARCAREA DIN ACȚIUNEA VÎNTULUI A ACOPERIȘURILOR „MULTIPLE“

Centrul de Studii Superioare și de Documentare (Paris) a efectuat o serie de cercetări aerodinamice privind stabilirea încărcărilor din acțiunea vîntului asupra acoperișurilor „multiple“ de hale industriale.

Prin acoperiș „multiplu“ se înțelege acoperișul alcătuit dintr-o succesiune de elemente de același tip și aceeași formă: șed, învelitori cilindrice, ferme cu dublă pantă și plăci plane etc. Interesul încercărilor pe acoperișuri „multiple“, față de încercările efectuate în mod curent pe elemente izolate, constă în primul rînd în aceea că pune în evidență interacțiunea pe care primul element (elementul amonte) o are asupra celorlalte elemente, oricare ar fi direcția vîntului.

Metoda de încărcare cea mai rațională este metoda de încercare pe machete de clădiri cu diferite tipuri și forme de acoperișuri, care permite stabilirea valorii presiunilor și a forțelor rezultante pe fiecare din aceste elemente.

Forța care interesează în mod special este componenta orizontală (T), care acționează normal pe coama elementului de acoperiș.

Cercetările Centrului de Studii s-au efectuat pe machete de clădiri industriale (la scara 1 : 100) cu acoperișuri cuprinzînd 6 sau 9 elemente identice ca formă (fig. 3):

- — cu două pante ($\alpha = 20°$) cu și fără luminator;
- — bolți cilindrice, cu săgeată relativă $\div$ f = 0,25, cu și fără luminator;
- — șed cu un versant vertical și altul înclinat la 20°, orientate succesiv pe direcția de acționare a vîntului.

Variabilele luate în considerare în cadrul cercetărilor efectuate au fost:

- — dimensiunea clădirii în plan,
- — numărul de elemente de acoperiș,
- — forma elementelor de acoperiș,
- — înălțimea la coamă,
- — prezența luminatoarelor,
- — direcția vîntului (normal sau oblic pe direcția coamelor), unghiul de incidență variind: $\alpha = 0...90°$.

Pentru calculul solicitărilor corespunzătoare clădirilor la scara 1/1, s-a utilizat formula:

$$T_{kg} = \frac{1}{1\,000}\left(\frac{T}{V^2}\right) \text{machete} \times V^2 \text{ mărime naturală} \times \left(\frac{1}{n}\right)^2, \text{ în care:}$$

$\left(\frac{T}{V^2}\right)$ gr/m²/s²: raportul care se obține direct la efectuarea măsurătorilor

T, în gr — forța orizontală normală pe direcția coamelor,

n — scara machetei.

În figura 4 se prezintă modul de scurgere a vîntului în direcția normală pe coame ($\alpha = 90°$) asupra principalelor tipuri de acoperișuri multiple cercetate.

Cercetările efectuate au condus în final la următoarele concluzii:

a — Ansamblurile de 6 elemente prezintă următoarele rezistențe la scurgerea vîntului:

Tip de acoperiș	Bolte $\left(\frac{f}{l} = \frac{1}{8}\right)$	Dublă pantă (20°)	Șed înclinat	Șed vertical
$\Sigma \frac{T}{V^2}$ 9/m²/s²	−0,317	0,744	1,282	3,900

b — Un acoperiș multiplu din învelitori cilindrice poate avea o rezultantă autopropulsantă datorită în întregime elementului amonte.

c — În cazul luminatoarelor, numai elementul amonte sporește rezistența la acțiunea vîntului circulat normal pe direcția coamelor.

d — În cazul vîntului acționînd normal pe direcția coamelor, raportul $\frac{T}{V^2}$ crește proporțional cu amploarea clădirii; efectul este mai complex pentru alte direcții ale vîntului.

e — Înălțimea fațadelor are o influență neglijabilă asupra raportului $\frac{T}{V^2}$.

f — Sporirea numărului de elemente de acoperiș nu aduce modificarea raportului $\frac{T}{V^2}$ pentru ultimele elemente.

(Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (Paris) Nr. 202, octombrie 1964)

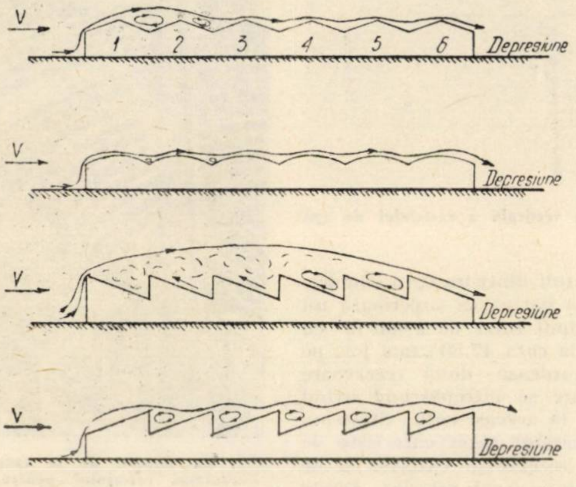
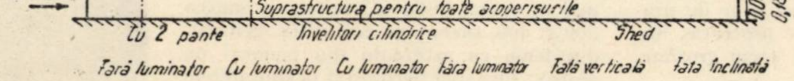


Fig. 3

Fig. 4



CASTEL DE APĂ DE MARE CAPACITATE

În Finlanda, la Myllypuron, în apropiere de Helsinki, s-a terminat recent, execuţia unui castel de apă, remarcabil atît prin proporţiile sale neobişnuite, cît şi prin concepţia structurii şi a arhitecturii sale originale (fig. 5).

Castelul de apă, cu o înălţime deasupra solului de 49,50 m, cuprinde trei rezervoare independente cu o capacitate totală de înmagazinare de 13 500 m³ (fig. 6).

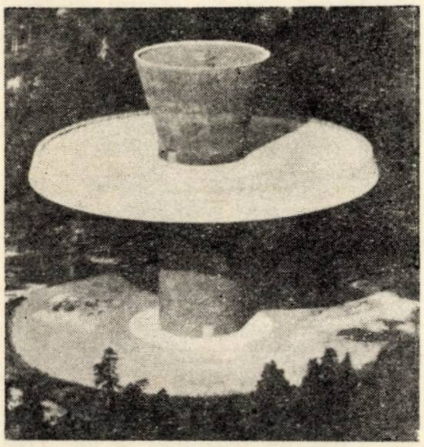


Fig. 5. Vedere generală a castelului de apă

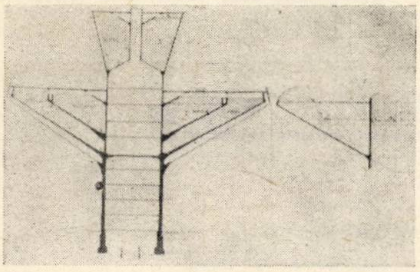


Fig. 6. Secţiune verticală a castelului de apă

El este alcătuit dintr-un turn cilindric care poartă la partea sa superioară un rezervor de tipul Intze de 2 000 m³ cu oglinda apei la cota 47,50; mai jos, pe turn se racordează două rezervoare tronconice care se întrepătrund avînd oglinda apei la aceeaşi cotă: 30,00 m; capacitatea acestor rezervoare este de 7 500 m³ la rezervorul exterior şi de 4 000 m³ la rezervorul interior. Aceste rezervoare sînt acoperite cu o terasă circulabilă de aproape 58 m diametru, constituind un interesant obiectiv turistic.

O atenţie deosebită s-a acordat izolării termice, prevăzîndu-se dublarea pereţilor exteriori pentru a se forma un strat de aer protector. Peretele exterior este, la rîndul său, protejat cu straturi termoizolatoare din beton uşor de granulit (25 cm) cu strat de protecţie, împotriva intemperiilor, de 4 cm grosime, din beton greu (fig. 7).

Pereţii conici ai rezervoarelor s-au realizat din beton precomprimat inelar cu cabluri blocate în şase secţiuni radiale: secţiunile de blocare a cablurilor alternează cu 60° la fiecare cablu care cuprinde un sector de 120°. Precomprimarea s-a făcut cu folosirea sistemului Dywidag 80/105 şi a cablurilor Ø 26 şi Ø 32, trecute prin canale prevăzute cu teci nerecuperabile la turnarea betonului în pereţii conici.

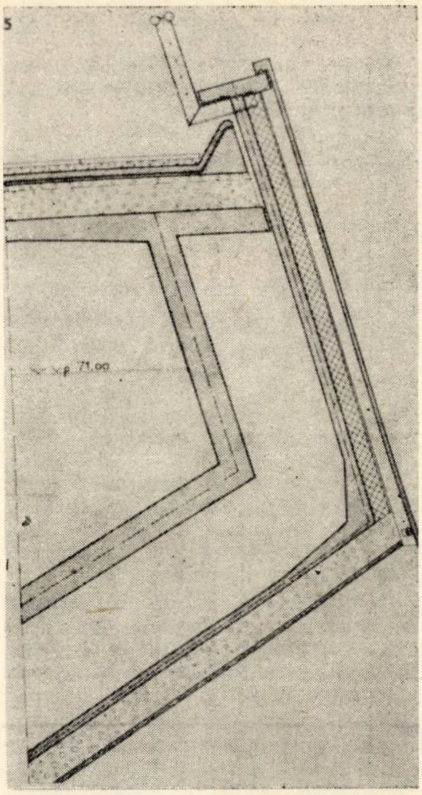


Fig. 7. Detaliu de alcătuire a structurii de protecţie. Conul exterior este complet separat de structura conică a rezervoarelor

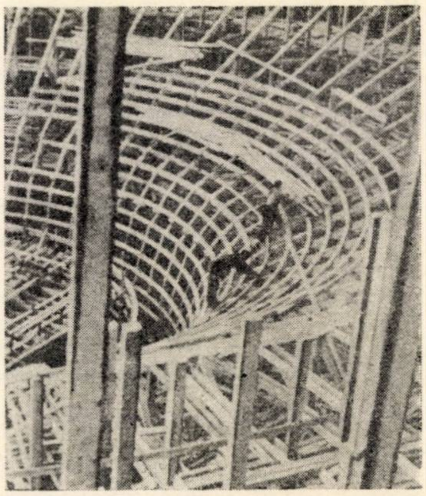


Fig. 8 a. Aspecte de la executarea lucrărilor. Executarea cofrajului pentru conul de protecţie

La executarea castelului de apă s-au pus în operă 4 900 m³ beton de marca 300 şi 400, turnat pe cofraj fix, general, din lemn cu astereala din panouri de placaj; turnarea betonului la suprafeţele conice s-a făcut pe coroane de cîte 5 m lăţime (fig. 8). În zonele de racordare, unde panta cofrajului depăşea 30°, s-a aplicat procedeul de betonare prin torcretări succesive.

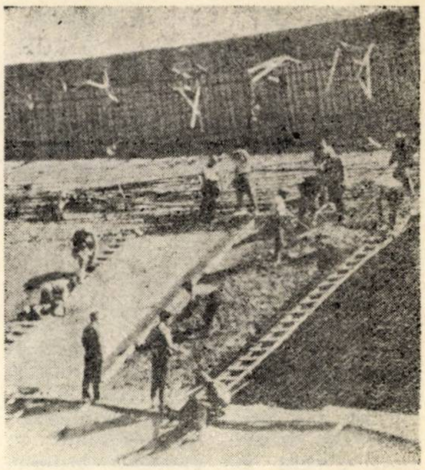


Fig. 8 b. Aspecte la executarea lucrărilor. Turnarea betonului la conul rezervorului de 7 500 m³ capacitate

Calculul stării de eforturi în pereţii rezervoarelor şi ai turnului, s-a făcut în baza teoriei de membrană cu considerarea perturbaţiilor marginale şi a momentelor din buclele de racordare-încastrare.

(„*Rakennustekmiikka nr. 10/1965, Helsinki*)

BENZI PENTRU ÎNCLINAŢII MARI ŞI CU MARGINI ONDULATE

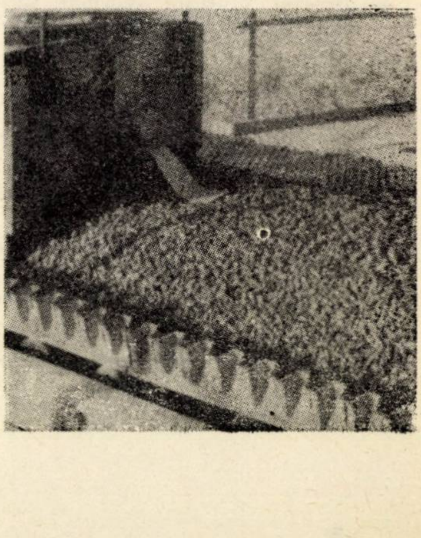
Deoarece benzile de transport cu suprafaţă netedă pot fi utilizate numai pe direcţii relativ puţin înclinate, al căror unghi cu orizontala este limitat, la transportoarele ascendente, la circa 22°, s-au realizat în R.F.G. benzi profilate, care pot avea pante mai mari. Se execută în prezent următoarele tipuri de benzi:

— benzi cu stratul de acoperire profilat, pentru saci (cu proeminenţe conice), lăzi, cutii (suprafaţă purtătoare rugoasă) şi materiale în vrac (suprafaţă striată);

— benzi cu nervuri în U de 15 mm înălţime, pentru materiale granulare în vrac, cu dimensiuni de 0—150 mm, ca şi pentru saci, pantele ascendente maxime fiind de 30—35° şi putînd merge pînă la 50°, în cazul nisipului umed şi al betonului;

— benzi cu nervuri în T, de 20—100 mm înălţime, pentru materiale în vrac, cu granulaţii de 0—250 mm;

Fig. 9. Bandă cu margini ondulate



— benzi cu nervuri masive de 15—65 mm înălţime, pentru materiale grosiere de carieră;

— benzi cu suprafaţa purtătoare aderentă similară cu aceea a crepului, pentru conteinere de material plastic, saci de hîrtie, lăzi şi obiecte neambalate, panta ascendentă maximă putînd atinge 45°.

S-a mai realizat o bandă cu margini ondulate de cauciuc de 80 mm înălţime, după cum se vede în figura 9. Acest tip de bandă este potrivit pentru transportul tuturor materialelor în vrac şi mai ales pentru cele fine, ca: făină brută pentru fabricarea cimentului, cărbune mărunt, nisip, cereale. Pot fi transportate de asemenea cu acest tip de bandă materialele granulate, ca şi cele uşoare şi voluminoase care cad uşor de pe benzile plate (material de împachetat, talaş etc.). Capacitatea de transport a acestei benzi este mult mai mare decît aceea a benzilor normale concave. Astfel, o bandă de 500 mm lăţime a avut, la probe, un debit cu 340% mai mare decît acel al benzii concave cu role laterale înclinate la 20° şi cu 95% mai mare decît acel al benzii concave cu role laterale înclinate la 30°. Banda cu margini ondulate poate trece peste tamburi de diametru mic (minimum 200 mm). Prin adăugarea de nervuri în T, de 80 mm înălţime, s-a realizat o bandă cu casete, care poate avea pante ascendente mari.

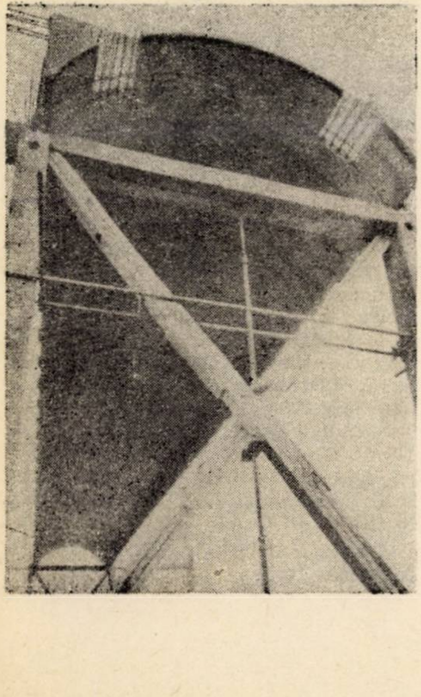
(*Zement-Kalk-Gips, R.F.G., nr. 11/1965*)

BOLŢI PRECOMPRIMATE PENTRU O CONSTRUCŢIE INDUSTRIALĂ

La Sablé (Franţa) este în curs de execuţie o mare hală industrială, lungă de 95 m şi lată de 30 m, cu acoperişul fără puncte intermediare de sprijin, din 19 bolţi semicilindrice de beton precomprimat, plasate una lîngă alta (fig. 11).

Bolţile cu deschiderea de 30 m şi lăţimea de 5 m sînt turnate pe loc, fiind apoi precomprimate cu cabluri trecute prin teci din oţel galvanizat. Intinderea cablurilor se face cu ajutorul unor prese speciale (fig. 10).

Fig. 10



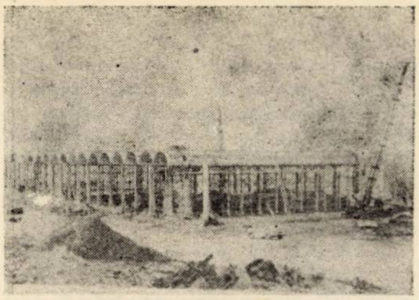


Fig. 11

Timpul scurt acordat pentru executarea lucrărilor a impus folosirea a două cofraje pe susţineri telescopice, care permit executarea unei bolţi, la fiecare opt zile.

(*Batir, Franţa, nr. 140, iunie 1965*)

EXECUTAREA ÎN 35 DE ZILE A STRUCTURII DE REZISTENŢĂ A UNEI CLĂDIRI CU 25 ETAJE

În Milwaukee (S.U.A.) s-a înregistrat un record de viteză în construcţii, structura de rezistenţă a unei clădiri de locuit cu 25 etaje fiind complet executată — pereţi şi planşee — în numai 35 zile.

Această realizare se bazează pe folosirea cofrajelor glisante, a grinzilor prefabricate pentru planşee şi a organizării lucrului în ritm continuu pe principiul „drumului critic”.

Alcătuirea cofrajului glisant, cu panouri de lemn şi rame metalice, cu prese hidraulice tip „Concretor”, acţionînd pe tije recuperabile, este arătată în figura 12.

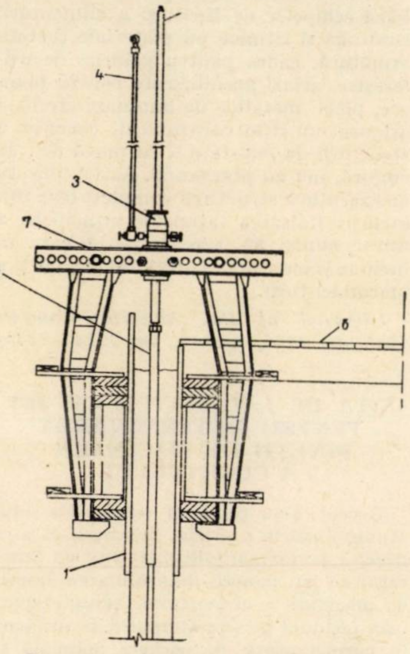


Fig. 12. Alcătuirea cofrajului glisant

1 — panou de cofraj; 2 — teaca tijei de glisare · 3 — presă tip „Concretor“; 4 — conducta de ulei; 5 — tija de glisare; 6 — platforma de lucru; 7 — cadru metalic reglabil pentru diferite grosimi de perete

Structura de rezistenţă a clădirii cuprinde diafragme interioare transversale şi longitudinale şi stîlpi la faţadă, care susţin parapetul şi planşeele cu profil semicircular în plan orizontal (fig. 13).

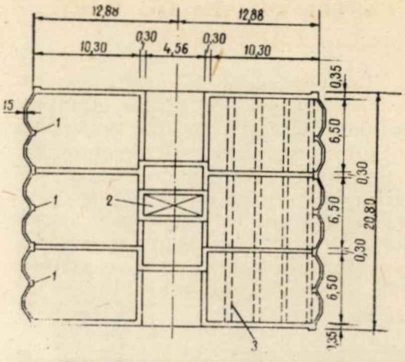


Fig. 13. Planul pereţilor şi alcătuirea planşeelor

1 — stîlp; 2 — celula centrală (casa scării), în care s-a amplasat macaraua-turn; 3 — grinzi prefabricate din beton precomprimat

Planşeele s-au realizat din grinzi prefabricate din beton precomprimat, care s-au montat pe măsura ridicării cofrajului glisant, rezemarea şi îmbinarea lor făcîndu-se în nişe special lăsate în diafragme, de la turnarea acestora (fig. 14).

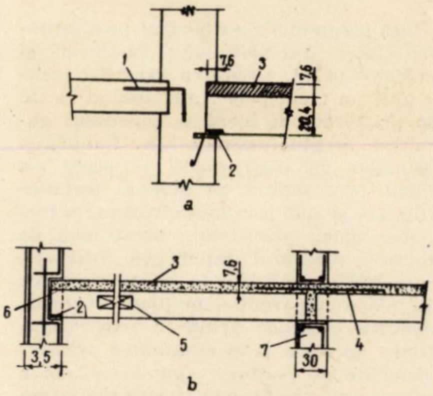


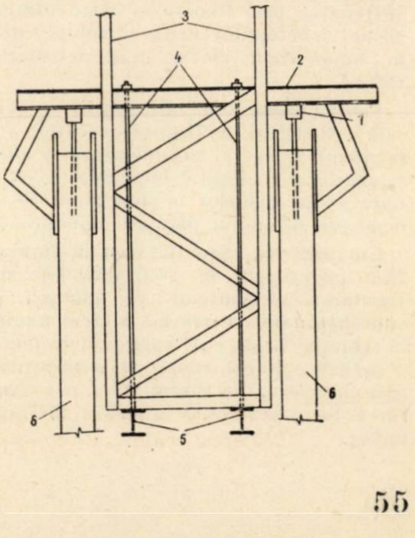
Fig. 14. Detalii privind alcătuirea şi executarea planşeelor

a — îmbinare prin sudură; b — îmbinare prin betonare

1 — mustăţi înglobate în diafragmă în lungul glisării; 2 — îmbinare în sudură; 3 — beton turnat (suprabetonare); 4 — bare de continuitate pe reazem intermediar; 5 — goluri pentru trecerea conductelor de instalaţii; 6 — diafragma exterioară; 7 — diafragma interioară

Fig. 15. Sistemul de susţinere şi glisare a macaralei-turn

1 — presă hidraulică; 2 — grinzi metalice ataşate de prese; 3 — turnul macaralei; 4 — tiranţi; 5 — grinzi de susţinere a turnului macaralei; 6 — pereţii casei liftului



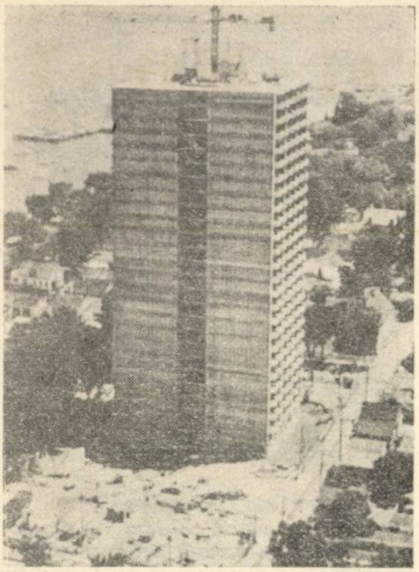


Fig. 16. Structura de rezistență complet executată

Placa planșeului s-a executat prin suprabetonarea grinzilor care susțineau și cofrajul plăcii. Montarea grinzilor planșeului s-a făcut prin trape special lăsate în platforma de lucru a cofrajului glisant, în dreptul fiecărei celule. Îmbinarea grinzilor cu diafragmele verticale s-a făcut prin sudură cu plăcuțe metalice (fig. 14) și apoi prin monolitizare, la turnarea plăcii planșeului. Acest mod de lucru a prezentat importante avantaje, constînd în principal în contravîntuirea rapidă a construcției în plan orizontal, condiție esențială avînd în vedere înălțimea acesteia, și în eliminarea oricăror elemente de susținere sau de cofrare a planșeului, care forma el însuși platforma de lucru, pe măsura montării lui.

O problemă delicată a constituit-o executarea grinzilor-parapet, cu secțiune poligonală în plan orizontal și cu un important rol, static și ornamental. Pentru executarea acestora s-au folosit cofraje de inventar din masă plastică, ce s-au așezat în cofrajul glisant pe măsura ridicării. În acest mod, s-au obținut rezultate bune, înlăturîndu-se problemele privind racordarea corectă a grinzilor-parapet cu diafragmele verticale, ceea ce a contribuit la asigurarea stabilității structurii în timpul execuției.

O altă problemă s-a ivit în legătură cu antrenarea, prin frecare, de către cofrajul glisant, a betonului turnat în volum redus în buiandrugii cu o înălțime foarte redusă.

Pentru asigurarea stabilității transversale a structurii în timpul execuției, s-a prevăzut armarea suplimentară a diafragmelor și s-a limitat înălțimea de betonare a diafragmelor la maximum 10 m deasupra ultimului planșeu monolitizat.

Lucrările de execuție s-au desfășurat fără întrerupere în trei schimburi/zi; montarea elementelor de planșeu și suprabetonarea acestora s-a făcut numai în schimburile de zi. Acest mod de lucru a permis evitarea arșiței și a vînturilor mai puternice, din timpul zilei, la executarea lucrărilor de betonare a diafragmelor.

Transporturile pe verticală (exceptînd betonul care a fost transportat cu elevatorul) s-au efectuat cu ajutorul unei macarale-turn de 25 t greutate proprie, inclusiv contragreutatea cu o capacitate de ridicare de 2,5 t la brațul de circa 30 m, care s-a montat pe o platformă metalică, independentă de platforma generală de lucru a cofrajului glisant în spațiul casei liftului (fig. 15).

Platforma metalică a macaralei-turn a fost susținută de un grup de 16 prese hidraulice, sincronizate cu piesele care antrenau cofrajul glisant al pereților, macaraua ridicîndu-se astfel o dată cu cofrajul glisant și cu elementele de planșeu.

Problema cea mai dificilă, la utilizarea macaralei-turn, a constituit-o preluarea forțelor orizontale rezultate din acțiunea vîntului, ridicarea și deplasarea sarcinii și rotirea brațului macaralei; pentru un cuplu cu braț de circa 6 m (între planșee alternate) reacțiunile laterale erau de circa 15 tone. Pentru evitarea transmiterii acestor forțe la cofrajele glisante, turnul macaralei a fost suspendat în casa liftului; încărcările verticale au fost astfel preluate de grupul de 16 piese hidraulice, iar forțele orizontale au fost transmise zonelor de beton relativ întărit prin intermediul unor dispozitive de glisare (fig. 15). În asemenea condiții, lucrările s-au desfășurat fără dificultăți, neînregistrîndu-se solicitări de natură a provoca fisuri în pereții casei liftului.

Pentru executarea ferestrelor s-au folosit cofraje glisante din panouri de circa 1,20 m înălțime și un total de 147 piese tip „Concretor", acționate sincron de un grup de trei pompe.

Printr-o riguroasă organizare a schimbării echipelor de lucru și a alimentării continue și ritmice cu materiale (beton, armătură, cadre pentru golurile de uși-ferestre, grinzi prefabricate pentru planșee, plăci metalice de îmbinare etc.) s-a asigurat un ritm continuu de execuție a structurii de rezistență, cu pasul de: 20 cm/oră, sau un planșeu/zi. Astfel, durata de execuție a structurii complete (fig. 16), inclusiv finisarea fațadelor principale, a durat numai 35 zile, timp în care se include și montarea cofrajului glisant și a macaralei-turn.

(Journal of the American Concrete Institute, 1965, nr. 10, pg. 1225—1235)

SITA DE LABORATOR CU JET PENTRU DETERMINAREA FINEȚII DE MĂCINARE A CIMENTULUI

Recent, s-au publicat rezultatele unui studiu făcut în Canada, în scopul de a se preciza performanțele unei site de laborator cu jet, pentru determinarea fineții de măcinare a cimentului, caracterizată prin reziduul pe site standard. S-au făcut în paralel probe de cernere manuală și cu sita cu jet și s-au analizat rezultatele prin metode statistice.

Sita folosită este arătată în figura 17. Pe carcasa 1 se așază cilindrul 2, prevăzut cu sita 3, și închis cu capacul 4. În spațiul de deasupra sitei 3 se introduce proba a cărei finețe de măcinare trebuie să se determine.

Prin duza cu fantă 5 pătrunde prin sită un jet de aer. Duza se rotește încet în jurul axei sale verticale, astfel că jetul de aer mătură toată suprafața sitei, curățindu-i ochiurile. Curentul de aer este reflectat de capacul 4 și coboară prin sită, antrenînd particulele mai mici decît ochiurile acesteia, în timp ce particulele mai mari rămîn pe sită. Aerul cu praf este dirijat către un filtru, care reține praful. Presiunea din interiorul carcasei 1 se poate măsura cu ajutorul unui manometru racordat la tubul 6.

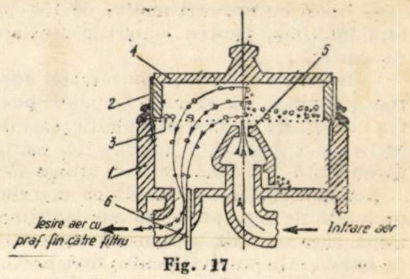


Fig. 17

1 — carcasă; 2 — cilindru cu sită; 3 — sită; 4 — capac; 5 — duza de fontă; 6 — tub pentru măsurarea presiunii în interiorul carcasei 1.

Tabela 1

Comparația rezultatelor determinării reziduului unui ciment pe sita de 74 μ, în cazul folosirii sitei cu jet și în cazul cernerii manuale

Mărimi	Valori	
	în cazul cernerii pe sită cu jet	în cazul cernerii manuale
Număr de determinări	20	20
Reziduul maxim %	5,12	6,84
Reziduul minim %	4,66	5,16
Media aritmetică a rezultatelor $\overline{x} = \frac{\Sigma x_n}{n}$ %	4,87	6,19
Abaterea standard $\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma(x_n-\overline{x})^2}{n-1}}$ %	0,11	0,42
Coeficientul de variație $\beta = 100\frac{\sigma}{\overline{x}}$ %	2,30	6,80

S-au făcut experiențe cu sita de 74 μ, găsindu-se rezultatele din tabela 1. Concluziile la care s-a ajuns sînt pe scurt următoarele:

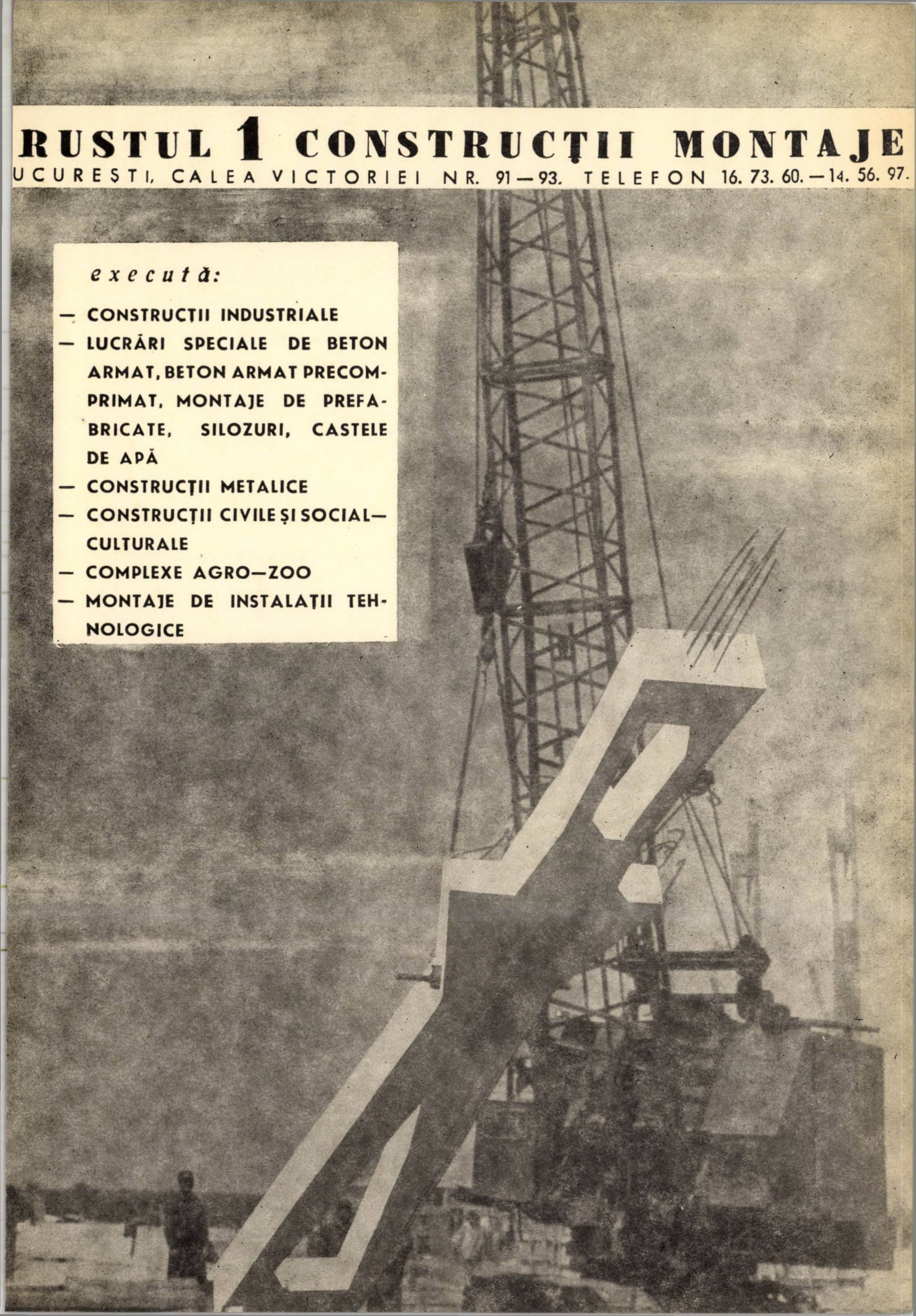
— determinările cu sita cu jet dau valori mai constante ale reziduului, coeficientul de variație fiind în cazul de față de 2,3% pentru cernerile pe sita cu jet și de 6,8% pentru cernerile manuale;

— cernerea cu sita cu jet nu este susceptibilă de erori subiective și se pretează la încercări comparative de lungă durată;

— reproductibilitatea rezultatelor obținute cu sita cu jet corespunde cu aceea a metodei Blaine de determinare a suprafeței specifice;

— timpul de cernere necesar este de circa 6 minute în cazul utilizării sitei cu jet, față de 21—24 minute în cazul cernerii manuale, cînd se fac determinări cu sita de 74 μ.

(Zement-Kalk-Gips, R. F. G., nr. 12/decembrie 1965)



RUSTUL 1 CONSTRUCŢII MONTAJE

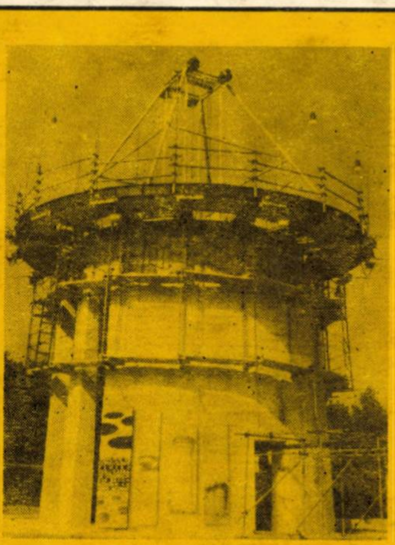
UCUREŞTI, CALEA VICTORIEI NR. 91—93. TELEFON 16. 73. 60.—14. 56. 97.

execută:

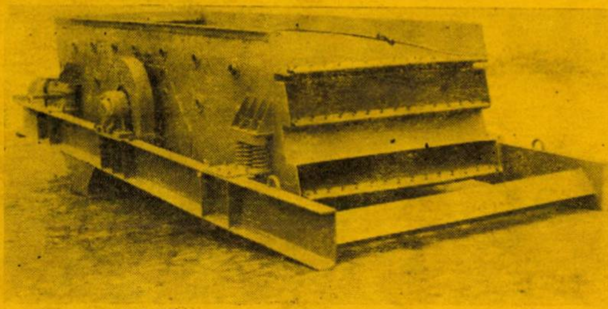
- — CONSTRUCŢII INDUSTRIALE
- — LUCRĂRI SPECIALE DE BETON ARMAT, BETON ARMAT PRECOMPRIMAT, MONTAJE DE PREFABRICATE, SILOZURI, CASTELE DE APĂ
- — CONSTRUCŢII METALICE
- — CONSTRUCŢII CIVILE ŞI SOCIAL—CULTURALE
- — COMPLEXE AGRO—ZOO
- — MONTAJE DE INSTALAŢII TEHNOLOGICE

1966 AUG 6

TRUSTUL DE UTILAJ GREU
T. U. G.



Execută pentru șantierele de construcții și industria materialelor de construcții :



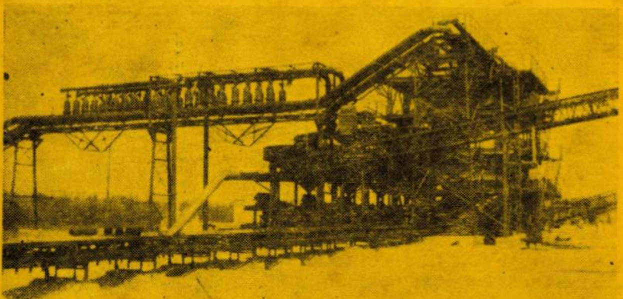
– Reparații de utilaje grele de construcții (excavatoare, screpere, macarale turn, automacarale etc.).

– Construcții metalice (macarale capră de 5 tone, grinzi extensibile, popi metalici, platforme telescopice, stații de betoane).

– Prestații prin închiriere de utilaje grele de construcții (excavatoare, buldozere, screpere, macarale turn, automacarale).

– Lucrări de terasamente și bateri de piloți la plan fizic.

– Produce utilaje de construcții de mică mecanizare și piese de schimb (cofraje glisante, verine hidraulice, ciururi vibrante de 3 și 6 m^2, vibratoare de adîncime modernizate, lopeți mecanice, dispozitive de îndoit țevi).



– Produce și livrează agregate grele de balastieră sortate (balast, nisip, mărgăritar, pietriș).

Sediul central: București, Șoseaua Giurgiului nr. 164 – Telefon: 23.79.40

E 1688

R

REFERALVA

ORGAN
AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

● **V. BRĂTESCU, N. BORZA, AL. HRISTOFOROV**: Considerații asupra înnădirii barelor de oțel-beton prin suduri cu cochilii curbe (suduri în baie) ● **A. ERDELYI, A. MIHUL, D. ZĂICESCU**: Panouri de beton, precomprimate pe două direcții, cu armătura dispusă după trasee poligonale ● **E. KEINTZEL**: Calculul static de ordinul II și stabilitatea cadrelor etajate cu zidărie de umplutură ● **L. STOICA**: Iluminatul artificial și compensarea radiațiilor solare în halele industriale fără ferestre ● **A. PETRESCU**: Probleme actuale ale alimentării cu căldură a ansamblurilor urbane în România ● **L. ZAHARIA, C. DIMITRESCU**: Noi linii tehnologice de fabricare a cimentului realizate în Republica Socialistă România ● **C. POPESCU, S. DOROJAN, N. THEODORESCU**: Experimentări în vederea utilizării morilor tubulare cu bare la măcinarea umedă a materiilor prime pentru industria cimentului ● CRONICĂ ● RECENZII ● DOCUMENTARE

2

1966

MINISTERUL
INDUSTRIEI CONSTRUCȚIILOR DE MAȘINI

UZINA STEAUA ROȘIE

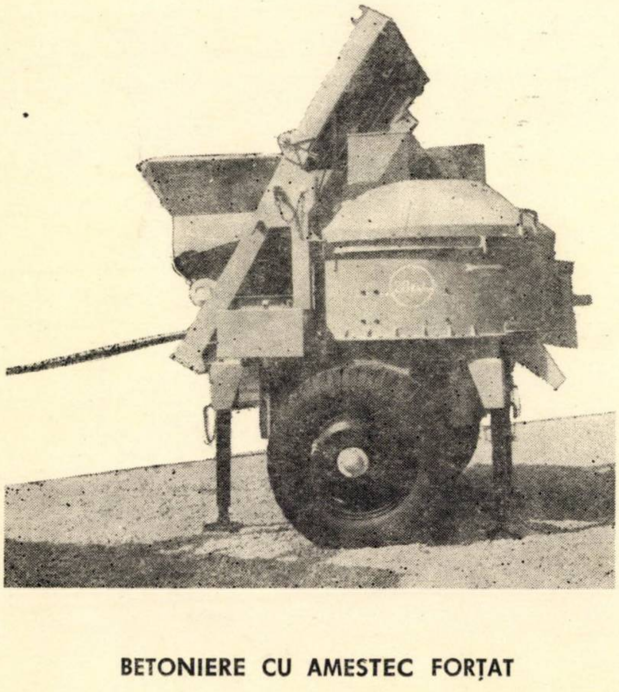
BUCUREȘTI

Str. Dr. C. Istrate nr. 1 — Raionul N. Bălcescu
— tel. 23.19.10

produce:

- Betoniere de 100, 250 și 500 l cu cădere liberă
- Malaxoare de mortar de 250 l
- Malaxoare de asfalt de 250 l acționate manual și electric
- Topitoare de bitum de 500 l
- Stingătoare de var de 1,2 — 1,5 t/oră
- Mașini de tencuit
- Aparate manuale și electrice de zugrăvit
- Macarale Pioner de 0,75 tf
- Macarale de fereastră de 150 kgf
- Trolii manuale de 1,25; 3,2 și 5 tf
- Dispozitive de tracțiune cu cablu DT-5
- Palane manuale cu melc de 0,5; 1; 2; 3,2 și 5 tf
- Vinciuri cu cremaliera de 5; 10 și 15 tf

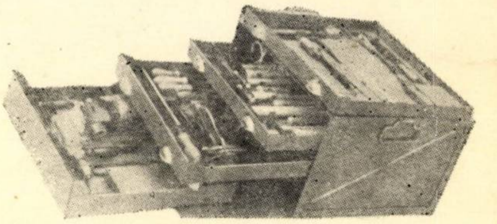
precum și:

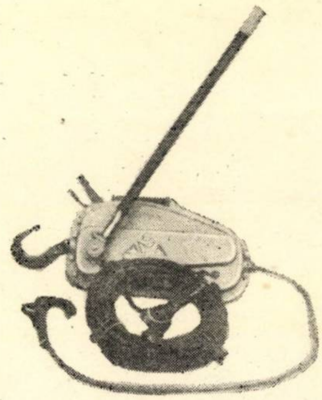


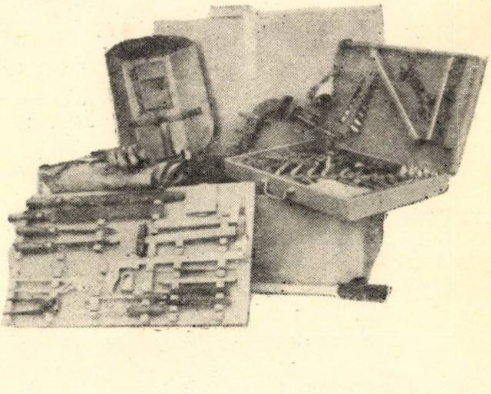
BETONIERE CU AMESTEC FORȚAT

Betonierele cu amestec forțat de 250 l și 500 l se folosesc la prepararea betoanelor în fabricile de prefabricate de beton armat, pe marile șantiere sau în centrale de beton.

Fiind echipate cu roți pe pneuri, deplasarea lor de la un șantier la altul se face prin remorcare la autocamion sau tractor.







Întreprinderea
6 MARTIE

Timișoara
Calea Circumvalațiunii nr. 8 — 12

produce:

- ● Scule de instalații
- ● Scule de mică mecanizare și construcții
- ● Schele metalice tubulare
- ● Utilaje pentru construcții

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

2

1966

VOLUMUL 18, Nr. 2

FEBRUARIE 1966

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Matescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

V. BRATESCU, N. BORZA, AL. HRISTOFOROV : Pag.

Consideraţii asupra înnădirii barelor de oţel-beton prin suduri cu cochilii curbe (suduri în baie) 57

A. ERDELYI, A. MIHUL, D. ZAICESCU :

Panouri de beton, precomprimate pe două direcţii, cu armătura dispusă după trasee poligonale 69

E. KEINTZEL :

Calculul static de ordinul II şi stabilitatea cadrelor etajate cu zidărie de umplutură . . 77

L. STOICA :

Iluminatul artificial şi compensarea radiaţiilor solare în halele industriale fără ferestre . 83

A. PETRESCU :

Probleme actuale ale alimentării cu căldură a ansamblurilor urbane în România . . 90

L. ZAHARIA, C. DIMITRESCU :

Noi linii tehnologice de fabricare a cimentului realizate în Republica Socialistă România 94

C. POPESCU, S. DOROJAN, N. THEODORESCU:

Experimentări în vederea utilizării morilor tubulare cu bare la măcinarea umedă a materiilor prime pentru industria cimentului . 99

CRONICA

E. BOTEA :

Cel de al VI-lea Congres internaţional pentru mecanica pămînturilor şi fundaţii . . . 101

Expoziţia Rank Xerox 106

RECENZII

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria : Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.74 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

I.P.I. – c. 3085

SUMMARY

V. BRĂTESCU, N. BORZA and AL. HRISTOFOROV : Considerations ever the joining of steel bars for reinforced concreac through curved die weldings (bath weldings) (?),

In the construction of the Bucureşti—Sud thermofication power station, the prefabricated structural elements were joined together by binding the steel bars for reinforced concrete through curved die welding (bath welding)

For a better understanding of the physical and mechanical properties of this process recently introduced in Rumania and for a final assessment of its technology, a study and test program was undertaken. The results showed the outstanding characteristics of the welds and their economicity. The generalization of the process is recommended.

A. ERDELY, A. MIHUL and D. ZĂICESCU : Bidirectional prestressed cnocrete panels with reinforcement following polygonial paths

Among the most recently experimented solutions for floor's production, systems based on prestressed concrete are particularly attractive owing to their technical and economical parameters.

In Gheorghe Gheorghiu-Dej town, a bidirectional prestressed floor panel was tried.

The authors present a method of calculation applied in panel desing and also its executional technology.

As a result of the load tests carried out on a prototype sample, ISCM of the Gheorghe Gheorghiu-Dej town has decided to undertake the production in series of the hidirectional prestressed panel which is to be currently used for building up spatial elements out of granulite concrete, destined to organization works. The panels will also be used for substituting certain floors in home buidings with structural masonry.

E. KEINTZEL : Statical calculation of the second order und stability of multistoried building frames with masonry filler

Simplified relations are given for the static computation of the second order and for the stability computation of multi-storied building frames with and without masonry filler. Streses and deformations of the second order are obtained by summingup a geometrical progression. The favourable effect of the masonry filler is emphasized and ist is shown that the relations proposed for the design of reinforced concrete columns with eccentrically applied compression may lead, under these conditions, to a substantial reduction of steel consumption.

A. PETRESCU : Present day problems of town district heating in Rumania.

Present day problems of district heating are analized with the object of outlining the way to the most rational and economical solutions. The preliminary investigations and tests required for the correct planning and the equipment to be provided in district heating installations are fully discussed together with the need for qualified operators and for a single central coordinating office for supervising the work.

M. ILINA : The choice of the optimal number of boylers in a central heating station

One of the most challenging problems encountered in the thermal central heating station design is the choice of the optimal number of boyler installations. In such an approach, the basic element is the technico-economical calculation. Since in such calculations a great number of varying factors are intervening, the author has endeavored to choose the most important ones that should help to lay out the first bases of a technico-economical calculation intended to establish the optimal number of boylers and their constructional features.

In conclusion, the author suggests that the problem should be approached also from other standpoints, considering also other, parameters, so as to bring the results as close to the actual situation as possible.

L. STOICA : Artificial lighting and compensation of solar radiation in industrial halls with no windows.

The construction of industrial buildings with no windows is now made possible as a result of the new means that the technical development made available for ensuring good working conditions in artificial light.

The author analyses various systems for the artificial lighting and shows their respective advantages and shortcomings.

The conclutision reached at is that for ensuring the optimal visual confort, the most recommended system is the correct fluorescent lighting as it compensates in the mean time for the ultraviolet radiations which are necessary to the organism.

S. ALMAJAN and C. CRUPINSCHI : Effect of sand quality on the technical level of window glass production.

The study of sand quality and of its influence over the window glass production and processing operations as well as over the quality of the finished product is of a paramount importance.

The scope aimed at by the authors is to describe the most important theoretic and practical aspects related to this problem.

In conclusion, investigations over some new sand deposits are proposed, together with the finalization of the technological solutions for sand amelioration, with a view of obtaining sand qualities adequate to window glass and glass—ware production.

L. ZAHARIA and **C. DIMITRESCU : New Technological linies fo Cement manufacture, developed in Rumania**

A brief presentation of principles which formed the basis of cement industry development in Rumania together with the selectio of the production process and capacity of technological lines is followed by the presentation of the 800 tons per day cement clinke production line, based on the wet process. Characteristic features o the basic equipment and the main performances of the line are shown. together with the most important technical problems solved durin the construction and mounting of these equipments, when a numbe of adjustements had to be made.

C. POPESCU, S. DOROJAN and N. TEODORESCU : Experimental work with rod mills for the wet grinding of raw materials in cement manufacture.

The paper describes the experiments effected at the Cement Manufacturing plant in Fieni, in conjunction with the wet grinding o raw materials used in cement fanufacture ; the experiments were carried out in a tube mill 2.2 mm dia x 100 m long in the first chamber of which the rods were introduced.

The choice of this particular plant was dictated by the fact that, owing to the specific characteristics of the local raw materials, agglomeration phenomena were noticed to occur in the charge, while the first chamber of the tube mill experienced a stricture.

The inconveniences disappared after introducing rods into the tube mill ; at the same time a higher output was obtained.

SOMMAIRE

V. BRATESCU, N. BORZA et AL. HRISTOFOROV : Considérations sur le rallongement des barres en acier pour béton par soudage à coquille courbe (?) (soudures en bain).

Lors de la construction de la centrale électrique de thermofication Bucureşti-Sud, les éléments préfabriqués on été joints par le rallongement des barres en acier pour béton à l'aide du procédé de la soudure à coquille courbe (en bain).

Tout un programme d'études a été élaboré et entrepris pour en connaître les propriétés physiques et méchaniques et pour définitiver la technologie de ce procédé de soudage, récemment introduit en Roumanie. Les résultats ont montrés les qualités exceptionelles des soudures exécutées par ce procédé, ainsi que leur économicité. On recommande la généralisation du procédé.

A. ERDELY, A. MIHUL et D. ZAICESCO : Panneaux en béton précontraint en deux direction, à armature disposée suivant des tracés polygonals.

Parmi les nouvelles solutions expérimentées dernièrement pour les planchers, les systèmes basés sur l'emploi du béton précontraint se sont fait particulièrement remarquer grâce au indices techniques et économiques obtenus.

Dans la ville Gheorghe Gheorghiu-Dej on a expérimenté un panneau pour planchers, précontraint sur deux directions.

Les auteurs exposent la méthode de calcul employée à l'étude de conception du panneau. ainsi que la technologie d'exécution appliquée.

A la suite des essais auxquels le prototype a été soumis, l'ISCM de la ville de Gheorghe Gheorghiu-Dej a décidé de passer à la fabrication en série du panneau précontraint sur deux directions et à son emploi courant pour la réalisation d'éléments spatiaux en béton granulite. destinés aux travaux d'organisation. Les panneaux seront également employés pour remplacer certains planchers dans les constructions d'unités d'habitation à structure en maçonnerie portante.

E. KEINTZEL : Le calcul statique du deuxième ordre et la stabilité des cadres étagés à maçonnerie de remplissage

L'auteur présente des relations simplifiées pour le calcul statique du deuxième ordre et pour le calcul de la stabilité des cadres étragés avec et sans maçonnerie de remplissage ; les sollicitations et les déformations du IIe ordre sont obtenues par sommatio d'une expression géométrique. On fait ressortir l'apport favorabl de la maçonnerie de reamplissage et, compte tenu de cette action, il est démontré que l'emploi des relations proposées pour le dimensionnement des poteaux en béton armé, excentriquement contraints, aboutit à d'importantes économies en acier.

A. PETRESCU : Problèmes actuels soulevés par le chauffage des unités d'habitation urbaines en Roumanie.

L'auteur analyse les problèmes actuels soulevés par le chauffag des unités de bâtiments urbains, en arrivant à la conclusion qu'i n'est pas passible d'assurer de solutions rationnelles et économiques sans satisfaire au préalable à certaines desiderata. Il s'agit en premie lieu du problème de la base matérielle, qui doit être assurée ; viennen ensuite les études, racherches et expérimentations, ainsi que la possibilité de disposer d'un personnel qualifié pour l'exploitation ; il y enfin le probléme de la concentration de toutes les charges dans l persoanne d'un seul organ central, dont la mission est de suivre l manière dont elles sont menées à bon résultat.

M. ILINA : Le choix du nombre optimal de chaudières dans un installation de chaffage central

Un des problèmes les plus dificils à résoudre dans une étude d conception pour une centrale thermique de chauffage est celui d choix du nombres des chaudiéres. Dans une telle situation, l'élémen de base est contitué par le calcul technique et économique. Les facteurs qui interviennent dans une telle operation de calcul étant varia bles et multiples. l'auteur s'est efforcé d'en choisir les plus importants, et notammentceux qui permettent d'arrêter les bases d'un commencement de calcul technique et économique pour le choix du nombre optimal de chaudiéres et de leur type de construction.

En conclusion, l'auteur propose d'aborder la question sous autres aspects, en prenant en considération autres paramétres encore, afin que les résultats soient aussi proches de la réalité que possible.

L. STOICA : L'éclairage artificiel et compensation des radiations solaires dans les halls industriaux sans fenêtres

La construction de bâtiments industriels dépourvus de fenêtres est rendue aujourd'hui possible grâce aux moyens que la technique met à disposition pour assurer les conditions de travail en milieu éclairé à la lumiére artificielle.

L'auteur analyse divers systèmes d'éclairage artificiel, en faisant ressortir leur avantages et désavantages.

La conclusion à laquelle il arrive c'est que pour assurer le confort visuel, le plus indiqué système c'est l'éclairage fluorescent, pourvu qu'il soit correct, celui-ci présentant en plus l'avantage de compenser en même temps les radiations ultra-violettes nécessaires à l'organisme.

S. ALMAJAN et C. CRUPINSCHI : Influence de la qualité du sable sur le niveau technique de la production du verre à vitres.

L'étude de la qualité du sable et de l'effet que ce dernier porte sur le processus d'élaboration et de travail du verre, ainsi que sur la qualité du produit finit est particulièrement importante.

Les auteurs se proposent de présenter les aspects théoriques et pratiques les plus importants en connexion avec ce problème.

En conclusion ils proposent d'une part l'exploration et l'étude de nouveaux gisements de sable et d'autre part la mise au point définitive des solutions technologiques pour l'amélioration du sable, afin d'en obtenir des qualités se prétant à la fabrication des vitres et du verre.

L. ZAHARIA et C. DIMITRESCU : Nouvelles chaînes technologiques pour la fabrication du ciment, réalisées dans la République Socialiste de Roumanie..

Une brève présentation des principes sur lesquels reposent le developpement de l'industrie du ciment dans la République Socialiste de Roumanie et le choix du procédé de fabrication ansi que la capacité des chaînes technologiques est suivie par la présentation de la chaîne produisant 800 tonnes laitier de ciment par jour, à procédé de fabrication humide. Les caractéristiques des outillages de base et les principaux éléments de production de la chaîne sont reproduits, les auteurs indiquant en même temps les problémes techniques les plus importants qui ont été solutionnés à l'occasion de la mise au point de la fabrication et du montage des équipements en question.

C. POPESCU, S. DOROGAN şi N. THEODORESCU : Essais conduits à l'état expérimental avec les moulins tubulaires à barres emplovés au broyage humide de la matièere première dans l'industrie du ciment.

Lés auteurs présentent les études expérimentales entreprises à la Fabrique de Ciment de Fieni pour déterminer les caractéristiques du broyage humide des matières prémières dans un moulin de Ø 2,2x11 m où dans la première chambre on avait employé une charge de barres.

Le choix de cette fabrique particulière comme site des expériences était dicté par le fait que c'était justanent ici que l'on avait observait le phénomène d'agglomération de la charge et de la déformation annulaire de la première chambre comme suite des qualités spécifiques des matiéres premières correspondantes.

L'utilisation des barres a réussi à éliminier ce phénoméne avec, comme résultat, l'augmentation de la production horaire de moulin.

INHALT

V. BRATESCU, N. BORZA u. AL. HRISTOFOROV : Einige Betrachtungen über das Anstückeln von Rundstahl durch Schweissung in gebogenen Gussformen (Schweissen im Schmelzbad).

Die Fertigteile angewandt beim Bau der Fernheizzentrale Bukarest-Süden wurden zusammengefügt durch Schweissen der Rundstahlbewehrung in gebogenen Gussformen (Schweissen im Schmelzbad).

Ein besonderes Studien- und Prüfprogram wurde diesbezüglich durchgeführt abgezielt auf die Kenntniss der physikalisch-mechanischen. Eigenschaften und das endgültige Festzetzen dieses hirzulande neuen Schweissverfahren. Die Ergebnisse die erlangt wurden haben hervorgehoben die hervorragenden Eigenschaften dieser Schweissungen und bewissen deren Wirtschaftlichkeit. Es wird vorgeschlagen das Verfahren zu verallgemeinern.

A. ERDELY, A. MIHUL u. D. ZAICESCU : In zwei Richtungen vorgespannte Betonplatten mit der Bewehrung gelegt nach polygonalen Linien

Unter den neuartigen Lösungen angewandt bei der Herstellung von Deckenplatten tretten besonders hervor diejenigen bei denen Spannbeton benütz wird da letzterer sich durch besonders günstige technisch-wirtschaftliche Ziffern auszeichnet.

In der Gheorghe Gheorghiu-Dej Stadt wurde eine in zwei Richtungen vorgespannte Deckenplatte versuchsweise angewandt.

Die Verfasser legen dar das Berechnugsverfahren das beim Entwerfen der Platte angewandt wurde sowohl wie deren Herstellungstechnologie.

Nachdem der Prototyp unter Angriff der Lasten geprüft wurde, ging man im ISCM Gheorghe Gheorghiu-Dej Stadt über zur serienmas-

sigen Herstellung von in zwei Richtungen vorgespannten Deckenplatten und deren. Anwendung in Granulitbeton räumlichen Fertigteilen, für Bauten die der Baustelleneinrichtung dienen. Dieselben Platten werden auch angewandt bei der Herstellung von Deckenplatten in Wohnbauten mit einer aus Ziegelmauerwerk bestehender Tragkonstruktion.

E. KEINTZEL : Statische Berechnungen zweiter Ordnung und Stabilität von mehrgeschössigen Rahmen mit Mauerwerk Füllköper

Es werden vereinfachte Gleichunger für statische Rechnungen zweiter Ordnung sowohl wie für Stabilitätsrechnungen von mehrgeschössigen Rahmen mit oder ohne Mauerwerk Füllkörper angegeben ; die Spannungs- und Verschiebungswerte zweiter Ordnung erfolgen durch Summieren einer geometrischen Reihe. Es wird hervorgehoben der vorteilhafte Einfluss des Mauerwerk Füllkörpers. Anwendung der angegebenen Gleichungen bei Berechnung von aus mittig gedrückten Säulen unter Berücksichtigung dieses Einflusses ermöglicht nennenswerte Ersparnisse an Rundsthal.

A. PETRESCU : Gegenwärtige Probleme der Wärmespeisung von städtischen Wohnvierteln in Rumänien

Der Verfasser untersucht die gegenwärtigen Fragen der Wärmespeisung von städtischen Wohnvierteln und folgert daraus dass zweckmässige und wirtschaftliche Lösungen nicht erreicht werden können solange einige Desiderata nicht erfüllt sind. So kommt in erster Reihe die Sicherung der materiellen Grundlage, dann Studien, Forschungen und Versuchsarbeiten und endlich die Sicherung von gelerntem Betriebspersonal. Weiterhin wird erörtert die Norwendigkeit sämtliche Aufgaben der Sorgfalt einer einzigen zentralen Behörde anzuvertrauen ; letztere sollte ebenfalls die Lösung der erwähnten Probleme anstreben.

M. ILINA : Zweckmässige Wahl der Kesselanzahl für zentrale Heizanlagen

Eine der schwierigsten Fragen denen man begegnet beim Entwerfen von zentralen Heizanlagen ist die Wahl der zweckmässigsten Kesselanzahl. Die Grundlage dafür besteht in einer vergleichenden technisch-wirtschaftlichen Rechnung. Da die Faktoren die in den Berechnungen auftreten zahlreich und veränderlich sind, wurde vom Verfasser angestrebt aus der Vielheit dieser Faktoren die wichtigsten zu wählen um also für eine vergleichende technisch-wirtschaftliche Berechnung die nötigen Grundlagen zu schaffen und letzten Endes die günstigste Kesselanzahl zu bestimmen. sowohl wie deren bauliche Beschaffenheit.

Im Abschluss schlägt der Verfasser vor diese Frage auch unter Berücksichtigung anderer Gesichtspunkte und anderer Parameter zu erörtern so das die Endergebnisse sich der Wirklichkeit so weit wie nur möglich nähern.

L. STOICA : Künstliche Beleuchtung und Ausgleichung der Sonnenstrahlungen in fensterlosen Industriehallen

Der Bau von fensterlosen Industriehallen ist heutzutage ermöglicht dank den technischen Mitteln über die man verfügt um passende Arbeitsbedingungen bei künstlicher Beleuchtung zu sichern.

Der Verfasser untersuch im Artikel verschiedene künstliche Beleuchtungssysteme und hebt hervor deren Vor- und Nachteile.

Es wird die Schussfolgerung gezogen dass eine richtige Leuchtröhrenbeleuchtung am passendsten ist um Sehbehaglichkeit zu gewährleisten da in diesem Falle auch die für den menschlichen Organismus nötigen ultravioletten Strahlungen ersetzt werden.

S. ALMAJAN u. C. CRUPINSCHI : Der Einfluss der Sandbeschaffenheit auf den technischen Stand der Glasscheibenindustrie

Besonders wichtig ist die Beschaffenheit des Sandes zu untersuchen sowohl wie dessen Einfluss auf die Erzeugungs- und Fertigungsverfahren von Glasscheiben und auf die Qualität der Erzeugnisse.

Die Verfasser nehmen sich vor die wichtigsten theoretischen und praktischen Aspekte dieser Frage zu erörtern.

Im Abschluss wird vorgeschlagen neue Sandvorkommen zu erforschen und Veredelungsverfahren festzusetzen um also zweckmässige Sandsorten für die Erzeugung von Glasscheiben und Glaswaren bereitzustellen.

L. ZAHARIA u. C DUMITRESCU : Neue Fertigungsstrassen der Zementindustrie ausgeführt in der Sozialitischen Republik Rumänien

In kurzem werden dargelegt die Grundlagen die berücksichtigt wurden bei der Entwicklung der Zementindustrie in der Sozialistischen Republik Rumänien sowohl wie bei der Wahl der Erzeugungsverfahren und Produktionskapazität der Fertigungsstrassen ; weiterhin wird beschrieben die 800 t pro Tag Klinker Fertigungsstrasse die nach einem nassen Fertigungsverfahren arbeitet. Es werden angegeben die kennzeichnenden Merkmale der wichtigsten Maschinen sowohl wie die Hauptindikatoren der Fertigungsstrasse und erörtert die wichtigsten technischen Probleme die gelöst werden sollten beim Einstellen der Fabrikation und Montage der Maschinen.

C. POPESCU, S. DOROJAN u. N. THEODORESCU : Einige Versuche hinsichtlich der Anwendung von röhrenartigen Stangenmühlen zur nassen Vermahlung von Rohstoffen in der Zementindustrie

Im Artikel werden vorgeführt die Versuchsarbeiten die durchgeführt wurden hinsichtlich der nassen Vermahlung von Rohstoffen in der Zementfabrik Fieni u zw. in einer Mühle Ø 2,2 x 11 mm dessen erste Kammer mit Stangen geladen wurde.

Die Wahl dieser Fabrik für die Durchführung der Versuche wurde aufgezwungen durch die Anhäufungsvorgänge der Ladung die in der resten Kammer bemerkt wurden infolge der besonderen Beschaffenheit der angewandten Rohstoffe.

Die Anwendung von Stangen ermöglichte diese Vorgänge zu beseitigen und die stündliche Ergiebigkeit der Mühle zu steigern.

СОДЕРЖАНИЕ

В. БРЭТЭСКУ, Н. БОРЗА и АЛ. ХРИСТОФОРОВ: Соображения относительно стыкования стержней арматурной стали методом сварки в ванне

При возведении термофикационной электроцентрали Бухарест-Зюйд сборные элементы были собраны при помощи стыкования стержней арматурной стали методом сварки в ванне.

В целях познания физико-механических свойств и окончательного решения технологии применяемой, при данном методе, новым в нашей стране, был проведен ряд исследований и испытаний. Полученные результаты указали на особые качества данной сварки и её низкую стоимость, Рекомендуется обощить данный опыт.

А. ЕРДЕЛИ, А. МИХУЛ и Д. ЗЭЙЧЕСКУ: Железобетонные панели предварительно напряжённые по двум направлениям с арматурой, установленной по полигональным трассам

Среди новых конструкций перекрытий, экспериментированных в последнее время, особенно выделяются своими технико-экономическими показателям и железобетонные предварительно напряжённые конструкции.

В городе Георге Георгиу Деж экспериментировали преднапряжённую по двум направлениям железобетонную панель перекрытия.

Авторы описывают метод расчёта, применённый при проектировании панели, а также и технологии её изготовления.

После проверки прототипа, строительная организация города Георге Георгиу Деж приступила к серийному производству панели преднапряжённой по двум напралениям и к её повседневному употреблению при возведении пространственных конструкций из керамзит-бетона, предназначенных для вспомогательных строений на стройплощадках. Эти панели будут также употребляться для замещения некоторых перекрытий при жилищном строительстве, когда несущим элементом являются стены.

Е. КЕЙНЦЕЛ: Статический расчёт второго порядка и устойчивость этажированных рам, заполненных кирпичной кладкой

Приведены упрощенные уравнения расчёта второго порядка и для расчёта устомчивости этажированных рам с и без заполнения их кирпичной кладкой, получая нагрузки и деформации второго порядка, суммируя геометрическую прогрессию. Выявляется благоприятный эффект заполнительной кирпичной кладки, так как использование предлагаемых уравнений для назначения размеров железобетонных колонн эксцентрично сжимаемых, учитывает данный эффект, а это приводит к знагительной экономиистали.

А. ПЕТРЕСКУ: Актуальные проблемы теплоснабжения городских комплексов в Румынии.

Автор анализирует актуальные проблемы теплоснабжения городских комплексов и приходит к выводу, что без осуществления некоторых пожеланий нет возможности обеспечить целесообразные и économные решения. Так, на првой очереди находится проблема обеспечения материальной базы, затем проблемы проведения изучений, исследований, экспериментирования и обеспечения эксплуатационных работ, соответственно квалифицированным персоналом. Выдвигается также вопрос концентрации всех заданий под ведомстцом единого центрального органа, который следил бы за их выполнением.

М. ИЛИНА: Определение оптимального количества котлов при центральном отоплении

Одной из трудных проблем, возникающий при проектировании термоцентралей является определение оптимального количества котлов. В этом случае, основным элементом служит технико-экономический расчёт. Так как факторы, которые следует учитывать при расчётах такого рода, изменчивы и многочисленны, автор попытался выбрать из множества этих факторов важнейшие и основываясь на них заложить основы такого рода технико-экономических расчётов, при определении оптимального количества котлов и их конструкции.

В заключении, автор предлагает подступить к вопросу и с других точек зрения, учитывая и другие параметры, так, чтобы результаты расчёта соответствовали бы как можно более действительности.

Л. СТОЙКА: Искусственное освещение и компенсация солнечных излучений в безоконных производственных зданиях

Возведение, в наши дни, производственных зданий без окон доступно благодаря средствам, которые современная техника даёт в распоряжение строителей для обеспечения условий труда при искуственном свете.

В статье, автор рассматривает различные способы искусственного освещения, указывая на их качества и недостатки.

Автор приходит к выводу, что для обеспечения визуального комфорта, самым подходящим является правильное флюоресцентное, освещение которое одновременно компенсирует и ультрафиолетовые излучения, необходимые организму.

С. АЛМЭЖАН и К. КРУПИНСКИЙ: Влияние качества песка на технический уровень производства стекла

Изучение качества песка и его влияние на процесс производства, обработку и качество готового стекла — — весьма важно.

Авторы задаются целью описать важнейшие теоретические и практические аспекты связанные с этой проблемой.

В заключении, предлагается как обследование новых залежей песка, так и приведение .к окончательному решению технологических приёмов обогащения в целях получения песков качества подходящего производству оконного стекла и стеклянных изделий.

Л. ЗАХАРИЯ и К. ДИМИТРЕСКУ: Новые технологические линии, установленные в Социалистической Республике Румыния для производства цемента

После краткого описания принципов, заложенных в основы развития производства цемента в Социалистической Республике Румыния и выбора метода производства и мощности технологических линии, представлена линия в 800 т. клинкера в день при влажном производственном процессе. Приведены характеристики основного оборудования линии и её важнейшие показатели, указывая на важнейшие технические вопросы, которые понадобилось решать при наладке производства и монтажа данных агрегатов.

К. ПОПЕСКУ, С. ДОРОЖАН и Н. ТЕОДОРЕСКУ: Экспериментирование использования цилиндрических стержневых мельниц при мокром помоле сырья для цементной промышленности.

В статье описаны эксперименты, проведенные на цементном заводе Фиень при мокром помоле сырья в мельнице Ø2,2 м×11,0м первый отсек которой был загружен стержнями.

Данный завод был избран для экспериментирования ввиду того, что здесь наблюдались в первом отсеке явления скопления и кольцевания, вследствие характерных свойств соответствующего сырья.

Использование стержней привело к устранению явлений и к повышению производительности мельницы.

Consideraţii asupra înnădirii barelor de oţel-beton prin suduri cu cochilii curbe (suduri în baie)*)

Ing. V. Brătescu, ing. N. Borza, ing. Al. Hristoforov
I. S. P. E.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Creşterea continuă a volumului construcţiilor din beton armat face ca problema înnădirii barelor de oţel-beton, în special a barelor cu diametre mai mari de 20 mm, să aibă o importanţă tehnică şi economică din ce în ce mai mare.

Aceasta a determinat ca un grup de ingineri din unităţile aparţinînd Ministerului Energiei Electrice, în dorinţa de a găsi o soluţie avantajoasă pentru îmbinarea barelor de oţel-beton la elementele prefabricate din beton armat ale construcţiilor centralelor termoelectrice, să efectueze studiile descrise în prezentul articol. La aceste studii au colaborat şi specialişti din Ministerul Industriei Metalurgice, din laboratoarele centrale ale Ministerului Industriei Chimice şi din Institutul de Construcţii.

1. GENERALITĂŢI

Se ştie că în practica curentă din ţara noastră se folosesc următoarele feluri de înnădiri ale barelor de oţel-beton :

a. Înnădiri fără sudură, prin petrecerea barelor cu lungimile prevăzute în normative. Dezavantajele acestor înnădiri sînt bine cunoscute : consum foarte mare de metal, interdicţia de dispunere a acestor înnădiri în zonele întinse ale elementelor, necesitatea decalării secţiunilor de înnădire etc.

b. Înnădiri prin petrecerea şi sudarea barelor. Neajunsurile constau în consumul mare de metal şi de electrozi şi în dificultatea de a fasona şi monta precis barele, pentru a asigura colinearitatea.

c. Înnădiri prin suduri cu eclise din platbande drepte sau curbe, corniere sau bare de oţel-beton. Dezavantajele acestui gen de suduri constau în consumul mare de metal în eclise şi în suduri, volum mare de manoperă, spaţiu mare cerut de eclise, eforturi iniţiale necunoscute şi necontrolabile şi execuţie dificilă a sudurilor în poziţie.

d. Suduri cap la cap, prin presiune, sistem foarte economic, dar care este aplicabil, în general, numai barelor înainte de fasonare şi montare şi, ca atare, nu este aplicabil la îmbinarea prefabricatelor.

e. La unele categorii de îmbinări ale prefabricatelor, barele de oţel-beton se sudează de plăci sau de platbande metalice, care, la rîndul lor, se sudează de eclise, plăci sau platbande ce fac parte din alt element prefabricat. Acest sistem conduce la consumuri deosebit de mari de metal şi de manoperă şi micşorează gradul de siguranţă datorită celor 3—4 suduri succesive prin care se scurg eforturile.

În ultimii ani, în numeroase ţări, s-a generalizat utilizarea unui nou tip de înnădire a barelor, prin sudarea lor cap la cap, în poziţia din lucrare. Între extremităţile barelor se lasă un spaţiu relativ mic, care se completează cu masă de adaos în stare de fuziune. Pentru ca masa topită să nu curgă în afara zonei de îmbinare, se aplică eclise sau cochilii curbe, fie din oţel, în care caz ele fac parte din îmbinare, fie din cupru, în care caz se recuperează, fie din materiale ceramice sau grafit, în care caz ele se îndepărtează, fără a mai fi recuperate. Acest gen de sudură este cunoscut în literatura de specialitate sub denumirea de „suduri în baie“. Denumirea este corectă numai în cazurile cînd procesul tehnologic prevede ca la un moment dat întreaga masă de adaos să fie în stare lichidă, la adăpostul băii de zgură formată de învelişul topit al electrozilor. În cazurile cînd nu se menţine toată masa de adaos în stare lichidă, cum este cazul sudurilor care fac obiectul prezentului articol, denumirea este improprie, denumirea exactă fiind „sudura în cochilie curbă de legătură cu straturi multiple suprapuse şi cu menţinerea parţială a băii lichide“. Denumirea corectă fiind nepractic de lungă, în cadrul acestui articol, vom folosi denumirea improprie de „sudura în baie“, cum de altfel se utilizează şi în alte ţări, ca de exemplu în U.R.S.S.

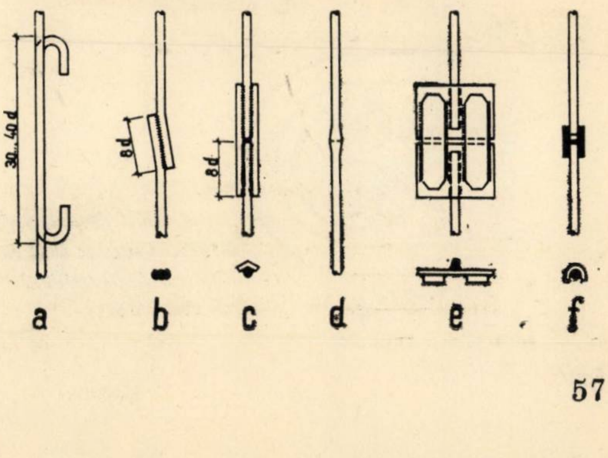
În unele ţări, acest gen de sudură se foloseşte în prezent pentru înnădirea barelor de oţel-beton de diametru mare (20—40 mm); sudura în baie este folosită în orice poziţii ale barelor şi pentru toate categoriile de construcţii, în special pentru îmbinarea elementelor prefabricate de beton armat. Nu este indicată folosirea lor în cazurile cînd îmbinarea este supusă în mod curent la eforturi alternante de mare amplitudine ; asemenea cazuri sînt însă cu totul excepţionale în construcţii. Asemenea suduri se pot folosi însă în mod curent, pentru elemente de construcţie supuse la eforturi alternante, cu un număr relativ mic de perioade, de exemplu pentru construcţiile situate în zone seismice şi pentru elemente în care eforturile permanente sînt oscilante cu amplitudini mici în jurul valorii medii, de exemplu în cazul fundaţiilor de turbogenerator sau de alte maşini rotative.

În ţara noastră, sudurile impropriu denumite „în baie“ au fost studiate, experimentate şi aplicate pe scară largă, în anul 1964, cu ocazia construcţiei Centralei electrice de termoficare Bucureşti-Sud [7].

Pentru proiectarea acestei importante construcţii, din elemente prefabricate mari de beton armat, s-au pus de la început următoarele condiţii pentru îmbinarea barelor de oţel-beton :

— să fie economice, sub aspectul consumului de metal, de electrozi şi de manoperă ;

Fig. 1. Diferite feluri de înnădire a barelor de oţel-beton
a) prin petrecere fără sudură
b) prin petrecere cu sudură
c) prin sudură cu eclise
d) prin sudură cap la cap (cu presiune)
e) prin intermediul platbandelor
f) prin suduri cu cochilii curbe (suduri în baie)



---

*) Comunicare prezentată la a V-a sesiune de comunicări tehnico-ştiinţifice a I.S.P.E.

— să nu necesite utilaje pretențioase, ci de uz curent ;

— să poată fi executate cu ușurință de muncitori sudori, instruiți în prealabil ;

— să poată fi controlate, verificate și eventual remediate, pentru a avea certitudinea calității lor ;

— să prezinte siguranță în decursul timpului ;

— să ocupe un spațiu mic, pentru a nu complica nodurile de îmbinare a prefabricatelor.

Aceste condiții au eliminat de la început înnădirile prin petrecerea barelor, prin sudarea cap la cap cu presiune sau prin sudarea cu eclise. Au rămas în discuție sudurile propriu-zise „în baie de zgură" și sudurile cu cochilie curbă, denumite „suduri în baie".

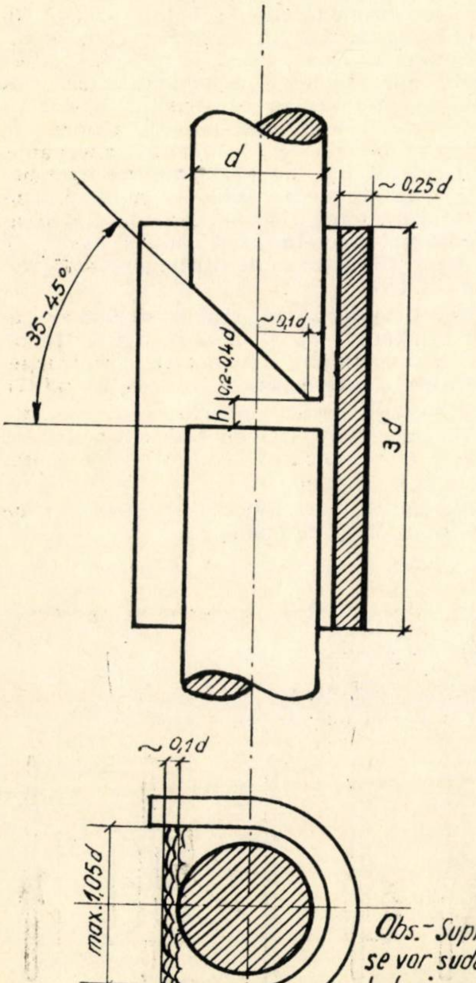
Sudura în baie de zgură propriu-zisă, realizată cu cochilii din cupru detașabile și executată cu unul sau mai mulți electrozi lucrînd simultan, nu a apărut adecvată, din următoarele cauze :

— lipsea utilajul de mare amperaj, necesar procedeului ;

— spațiile restrînse între cele două capete de bare în îmbinare la sudura verticală nu permit montarea unei pîlnii de reținere a zgurei, ceea ce nu putea garanta calitatea execuției ;

— o variantă a sudurii „în baie", la care sudura se aplică în straturi succesive, a căror zgură se îndepărtează cu dalta după fiecare strat, a fost, de asemenea, eliminată din cauza nesiguranței de execuție.

Fig. 2. Dimensiunile geometrice ale sudurilor în baie



Obs.- Suprafetele care se vor suda se polizează la luciu metalic atît la bare cît si în interiorul cochiliei.

A rămas deci să fie studiat, în vederea aplicării, numai procedeul de sudură în cochilie, cu straturi multiple suprapuse și cu menținerea parțială a băii lichide.

Această sudură se execută manual, folosind electrozi înveliți și arc electric semideschis.

Straturile de sudură se depun succesiv fără întrerupere, zgura fiind menținută în stare caldă, în imediata apropiere a punctului său de topire.

Spațiul dintre capetele barelor ce se îmbină se încarcă treptat cu material de adaos topit. Cochilia metalică de protecție creează un spațiu semiînchis, în care metalul își menține, la partea superioară, o temperatură foarte apropiată de punctul de topire a zgurii. Zgura fiind mai ușoară decît metalul topit, se ridică în permanență la suprafață, creînd un strat protector care împiedică oxigenul și azotul să se combine cu masa metalică. Această variantă de execuție necesită mai puțină manoperă și asigură o curățire mai bună decît cea cu dalta, prin faptul că și particulele microscopice de zgură se ridică singure, prin plutire, pe masa topită. Ea s-a impus, deci, pentru construcție și a fost adîncită prin studiile făcute.

Procedeul de sudură adoptat are următoarele avantaje de bază :

— nu necesită pregătiri laborioase, putîndu-se realiza ușor în condițiile de șantier ;

— este ușor de folosit în rosturile mici dintre elementele prefabricate și poate fi executat în spații restrînse între bare ;

— asigură un coeficient de sudură egal cu unitatea, deoarece sudura antrenează în îmbinare și masa cochiliei ;

— se poate utiliza cu precădere la dimensiuni ale armăturilor cuprinse între Ø 20—40 mm, pentru care prezintă valori de cost inferioare celorlalte procedee ;

— se impune la sudarea oțelului OLX52 care, avînd un adaos de Mn, prezintă mai multă sensibilitate la variații mari de temperatură în timpul sudurii.

Dimensiunile geometrice, pentru realizarea sudurilor în baie, indicate și în normativele din U.R.S.S., sînt redate în figura 2.

Pentru a se putea trece la aplicarea practică în construcții a acestui procedeu nou pentru țara noastră, a fost necesară rezolvarea următoarelor probleme:

— stabilirea unei tehnologii corespunzătoare, care să poată fi aplicată cu ușurință și care, chiar în condițiile unor abateri săvîrșite de sudor, să nu depășească limitele calitative admise ;

— folosirea unui utilaj ușor de manevrat și a unor agregate de sudură, ale căror abateri să nu poată influența negativ sudura realizată ;

— pregătirea, specializarea și verificarea sudorilor ;

— stabilirea unor măsuri eficiente de ținere a evidenței execuției și a urmăririi execuției prin organele de control tehnic de calitate ;

— stabilirea controlului calității prin metode nedestructive ca: verificări vizuale și ciocănire, verificări gamagrafice și verificări de duritate cu ciocan Poldi în regiunea sudurii ;

— stabilirea controlului calității prin metode distructive indirecte (pe probe realizate în aceleași condiții ca și sudurile din operă) și directe (pe sudurile efectuate în construcție).

Pentru rezolvarea acestor probleme, s-a efectuat un program de studii și încercări. Așa cum s-a arătat, acest program a avut scopul de a stabili :

— tehnologia de execuție a sudurilor ;

— rezistența statică, dinamică și de oboseală a sudurilor ;

— eforturile inițiale din suduri ;

— modul de efectuare a controlului calității.

În cele ce urmează se vor descrie studiile și cercetările efectuate precum și rezultatele obținute pentru elucidarea categoriilor de probleme enumerate, arătîndu-se totodată și concluziile ce s-au desprins pentru aplicarea practică a procedeului.

2. STUDII ȘI ÎNCERCARI PENTRU DEFINITIVAREA TEHNOLOGIEI DE EXECUȚIE A SUDURILOR

Pentru definitivarea tehnologiei, fiind aleasă ca procedeu sudura în cochilie de legătură cu straturi suprapuse multiple și cu menținerea parțială a băii lichide, s-au luat în considerație următoarele elemente :

— Materialul de bază al armăturilor ce trebuiau îmbinate fiind atît din OL-38 cît și din PC-52 și OLX52 (conform STAS 438—61), s-a luat în considerație calitatea cea mai pretențioasă și anume OLX52, oțel superior de construcții, slab aliat cu mangan, dar a cărui tendință spre fragilizare în sudură la dimensiuni mari constituie o problemă care este intens analizată [1, 2, 3].

— Geometria cea mai indicată a elementelor în îmbinare este cea redată în figura 2.

— Materialul de adaos — electrodul — s-a adoptat de tip bazic cu înveliș gros, el reprezentînd o serie de avantaje față de celelalte calități. Astfel :

— electrodul bazic este indicat la sudarea pieselor groase, datorită rezistenței sale mari la formarea fisurilor la cald sau rece ;

— dă caracteristici fizico-mecanice superioare celorlalte tipuri de electrozi ce se găsesc în practica curentă (STAS 1125—61) ;

— se pretează la sudură în poziție, dînd o zgură redusă care se îndepărtează relativ ușor [4] ;

— în timpul sudării, învelișul bazic (format cu preponderență din $Ca\,CO_3$ și $Ca\,F_2$ și avînd o greutate specifică redusă de 2,8—3,5 kg/dm^3 față de a materialului de adaos) se ridică la suprafață sub formă de zgură, care creează în permanență o atmosferă protectoare și leagă impuritățile — oxizi și nitruri — ajutînd la ușoara eliminare a acestora din materialul depus. Învelișul bazic are în plus proprietatea de a desulfura metalul lichid, trecînd sulful în zgură ca Mn S, înlăturînd astfel tendința ca sudura executată să aibe crăpături și fisuri.

Cu elementele de mai sus, programul de probe pentru definitivarea tehnologiei a stabilit diferite alternative de execuție :

— cu electrozi bazici de Ø 4 mm din R.S.C. ;

— cu electrozi bazici de Ø 4 mm EL 50 tip STAS 1 125—61 ;

— cu preîncălzirea cochiliei și a capetelor de bară înaintea începerii sudurii ;

— fără preîncălzire ;

— cu distanța de 15 mm între capetele barelor ;

— cu distanța de 30 mm între capetele barelor ;

— cu împachetarea sudurii în vată minerală ;

— fără împachetare ;

— cu același tip de grup electrogen, avînd regulator de intensitate pentru intensități pînă la 300 A ;

— cu intensitatea de curent, în concordanță cu prescripțiile furnizorilor de electrozi, de 40—45 A, pentru fiecare milimetru de grosime a electrodului la straturile de legătură, și de 35—40 A/mm, pentru straturile calde și intermediare. Pe parcursul execuției, intensitatea la straturile de legătură cu material de bază a fost crescută la 45—50 A pentru fiecare milimetru de grosime a electrodului.

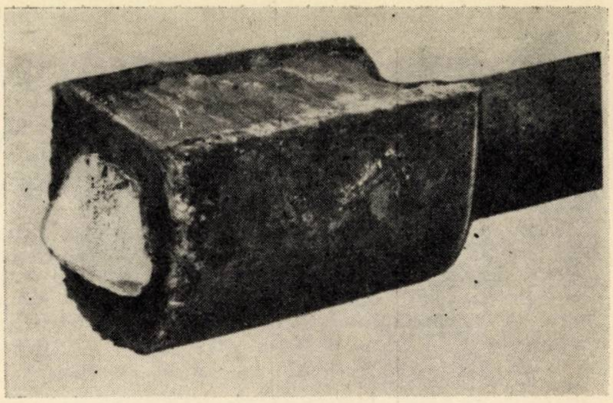


Fig. 3. Sudură în baie la bara Ø 40 mm, încercată la oboseală. Se observă ruperea în afara sudurii

După executarea sudurilor în alternativele indicate, s-a trecut la încercarea probelor, care au arătat :

— Datorită faptului că probele au fost executate cu electrozi neuscați, 20% din probe s-au rupt în sudură, însă la valori ale rezistenței apropiate de cele ale materialului de bază.

— Între cele două tipuri de electrozi, o rezistență puțin mai ridicată au prezentat electrozii STAS.

— La probele preîncălzite, ruperile s-au produs în materialul de bază.

— La probele fără preîncălzire, o parte din ruperi s-au produs în regiunea sudată, descoperind la rădăcina sudurii — la primul strat — importante depozite de zgură, gaze și porozități. Aceste depozite se datoresc pierderii masive de căldură la primele operații, prin trecerea acesteia pe corpul rece al barei și cochiliei, aceasta cu atît mai mult cu cît electrozii bazici, de natură puternic higroscopică, nu fuseseră deshidratați.

— Distanța de 15 sau 30 mm între capetele barelor nu a prezentat vreo influență și aceasta cu atît mai mult cu cît cochilia legată organic de ansamblul îmbinării preia o parte din efortul transmis prin sudură.

— Împachetarea în vată minerală a îmbinării, după sudură, nu a arătat diferențieri sensibile, însă s-a păstrat în tehnologia de execuție, pentru lucru la temperaturi sub +10°C, la vînt puternic și ca apărător la îmbinări sub prelată, pe timp de ploaie.

În urma concluziilor trase asupra probelor efectuate, s-a stabilit tehnologia definitivă, care cuprinde următoarele operații principale :

— se vor folosi electrozi de tip EL 50 B de Ø 4 mm; în cazul existenței electrozilor de Ø 6 mm, aceștia vor fi preferați, datorită aportului superior de căldură, în special la straturile de legătură ;

— electrozii vor fi calcinați la 350°C timp de o oră sau vor fi uscați la 50—60°C timp de 10—12 ore și se vor scoate din cuptor numai în momentul folosirii ;

— capetele de bară și cochilia se vor preîncălzi la 200—250°C ;

— distanța între bare se prescrie de 0,2—0,4 din d (d fiind diametrul barelor), însă se admite în caz excepțional pînă la 0,8 d ;

— regiunea îmbinării, atît la bare, cît și la cochilie, se va poliza la luciu metalic, înainte de sudură ;

— în condiții de lucru anormale (ploaie, vînt puternic, temperaturi sub +10°C), se va folosi împachetarea în vată minerală și se va apăra locul de muncă cu prelate ;

— nu se va admite sudarea la temperaturi sub —15°C ;

— se va lucra cu arcul scurt, creînd o mică pantă dinspre spate spre față, în mod continuu, legînd și pereții cochiliei și înaintînd cu viteza de mișcare relativ mare (peste 5 mm/s) a electrodului cu menținerea fierbinte a băii ;

— în cadrul îmbinării tronsoanelor de stîlpi sau a altor elemente prefabricate, se va ține seamă, în mod obligatoriu, de o alternanță a execuției sudurilor barelor de oțel-beton;

— se va verifica coaxialitatea pe verticală a barelor ce se îmbină; în cazul în care necoaxialitatea barelor depășește anumite limite, se admite îndreptarea barelor sau, dacă necoaxialitatea este foarte mare, se face înlocuirea unui tronson de bară cu ajutorul a două suduri în baie.

3. STUDII ȘI ÎNCERCĂRI PRIVIND REZISTENȚA STATICĂ, DINAMICĂ ȘI LA OBOSEALĂ A SUDURILOR

Studiile pentru determinarea rezistenței statice, dinamice și la oboseală a sudurilor s-au făcut, conform STAS 6 967—64, prin metode distructive indirecte sau directe și au avut în vedere următoarele determinări:

— încercări la tracțiune pentru determinarea rezistenței statice (pe bare etalon și pe îmbinări sudate) ;

— verificări la încovoiere statică pe dorn ;

— verificări la încovoiere dinamică (reziliență) ;

— verificări la tracțiune dinamică și oboseală ;

— verificare chimică ;

— verificare metalografică, macro și microscopică a defectelor de sudură și a calității structurale în zonele de influență, de trecere și în materialul de adaos ;

— verificarea calității sudurilor prin proba de strunjire sau rabotare, la care se urmărește, în timpul prelucrării, apariția defectelor.

3.1. Încercări la tracțiune asupra barelor de oțel-beton

S-a încercat rezistența la întindere a materialului de bază din OLX52 — Ø 40 prin 15 probe pe bare etalon și din PC52 — Ø 32 prin 10 probe pe bare etalon. Rezultatele rezistențelor obținute se redau în tabela 1.

3.2. Încercări de întindere a sudurilor

3.2.1. *Încercări asupra sudurilor de probă*

Pentru încercarea rezistenței la întindere a îmbinărilor sudate prin procedeul „în baie“, s-au executat 18 îmbinări cu bare din OLX52 — Ø 40 și opt îmbinări din PC 52 — Ø 32, adică cu același material ca al barelor etalon încercate. S-au obținut rezultatele arătate în tabela 2.

Din aceste încercări s-a putut trage concluzia că tehnologia adoptată permite realizarea de suduri, care au cel puțin rezistența barelor sudate.

Tabela

Rezultatele încercărilor la întindere a oțelurilor folosite ca material de bază

Nr. crt.	Calitatea probei		P_c (t)	P_r (t)	σ_c (kg/cm²)	σ_r (kg/cm²)
1	OLX 52—Ø 40	val. minimă	36,70	60,80	2 910	4 820
		val. maximă	40,00	66,30	3 170	5 260
		media aritmetică a 15 valori	38,00	62,70	3 020	4 975
2	PC 52—Ø 32	val. minimă	28,00	43,20	3 500	5 400
		val. maximă	31,00	47,80	3 880	5 970
		media aritmetică a 10 valori	29,39	46,01	3 670	5 740

Observații : Comparativ, valorile prescrise conform STAS 438-61 pentru OLX52 și PC52 sînt : σ_c minim = 3 400 kgf/cm² ; σ_r minim = 5 200 kgf/cm².

Tabela 2

Rezultatele încercărilor de întindere a sudurilor în comparație cu barele etalon

Nr. crt.	Sudura și bara etalon		Îmbinarea sudată		Observații
			P_c (t)	P_r (t)	
1	OLX 52—Ø 40	min.	38,20	62,80	ruperea în afara sudurii la toate probele
	P_c = 37,30 t	max.	41,00	66,60	
	P_r = 62,10 t	media a 6 valori	39,2	63,70	
2	OLX 52—Ø 40	min.	37,40	63,00	
	P_c = 38,00 t	max.	39,80	63,40	idem
	P_r = 62,50 t	media a 6 valori	38,00	63,16	
3	OLX 52—Ø 40	min.	35,60	60,60	
	P_c = 37,50 t	max.	37,50	62,00	idem
	P_r = 61,00 t	media a 6 valori	36,70	61,20	
4	PC 52—Ø 32	min.	29,20	44,80	
	P_c mediu 29,39 t	max.	29,70	45,60	
	P_r mediu 46,01 t	media a 8 valori	29,57	45,36	idem

Tabela 3

Rezultatele calitative ale încercării sudurilor barelor din OLX 52—Ø 40, care la examenul gamagrafic au fost găsite cu cele mai grave defecte şi care au fost tăiate din lucrare

Nr. crt.	Rezistenţa		Distanţa iniţială între bacuri l (mm)	Alungirea la rupere		Locul ruperii
	P_c (t)	P_r (t)		totală Δl (mm)	specifică $\frac{\Delta l}{l}$ (%)	
1	2	3	4	5	6	7
1	38,00	62,30	—	—	—	În materialul de bază
2	35,00	61,30	—	—	—	idem
3	—	64,80	—	—	—	idem
4	—	58,00	—	—	—	idem
5	—	62,00	—	—	—	idem
6	40,50	62,50	—	—	—	în sudură
7	—	43,00	—	—	—	idem
8	—	51,70	—	—	—	idem
9	—	57,00	—	—	—	idem
10	38,00	50,00	270	32	12,0	idem
11	39,30	60,00	260	52	20,0	idem
12	38,50	59,00	240	40	16,5	idem
13	41,50	60,50	250	48	19,0	idem
14	—	62,00	—	—	—	în materialul de bază
15	—	63,40	—	—	—	idem
16	—	61,40	270	63	23,5	idem
17	37,50	62,10	225	63	28,0	idem
18	35,00	58,80	280	79	28,5	idem
19	41,80	63,30	280	71	25,5	idem
20	39,00	63,20	250	65	26,0	idem
21	45,30	65,40	250	67	27,0	idem
22	—	60,20	230	80	35,0	idem
23	43,70	60,80	225	68	30,0	idem
24	37,70	61,50	240	64	26,5	idem

3.2.2. *Incercări asupra sudurilor din construcţie*

Fiind vorba de un procedeu nou, verificările s-au efectuat la un număr de probe şi îmbinări din operă, pentru a se trage concluzii elocvente (au fost efectuate verificări prin gamagrafiere la 50% pînă la 100% din îmbinările barelor de la fiecare stîlp).

La verificarea sudurilor executate în operă, criteriul de selecţionare a fost al celor mai necorespunzătoare clişee gamagrafice, care în prealabil au fost reverificate gamagrafic pentru a se elimina orice dubiu.

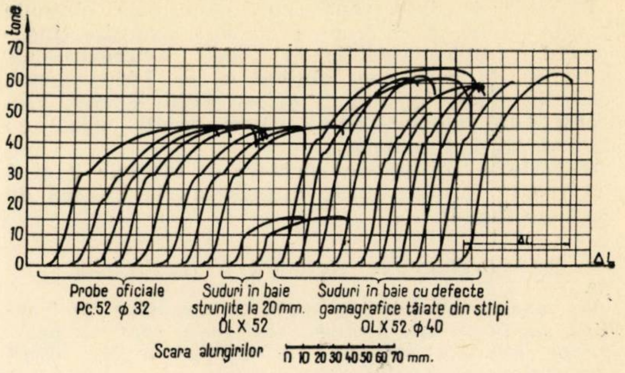


Fig. 4. Curbe caracteristice ale încercărilor de rupere a barelor înnădite prin suduri în baie

Astfel, din peste 750 îmbinări, efectuate şi verificate prin gamagrafiere, au fost tăiate 75 de suduri şi au fost supuse la diferite genuri de încercări.

La îmbinările din OL 38 — Ø 25, pe baza celor mai pronunţate defecte apărute la gamagrafiere, au fost tăiate şi încercate la tracţiune 34 probe, care s-au rupt toate în materialul de bază, în afara sudurii.

La îmbinările din OLX52 — Ø 40, s-au tăiat şi s-au încercat 24 probe din sudurile cu cele mai mari defecte depistate la verificările gamagrafice. Rezultatele sînt arătate în tabela 3.

Se observă că din cele 24 suduri, considerate cu defecte gamagrafice grave, numai opt s-au rupt în sudură. Din acestea, cinci s-au rupt la valori foarte apropiate de rezistenţa de rupere a barelor, iar celelalte trei între 118% şi 136% din limita de curgere medie a barelor.

Deoarece aceste suduri, considerate defecte din punct de vedere al examenului gamagrafic, stătuseră în construcţie între 45 şi 60 zile şi lucraseră în condiţiile reale de încărcare şi contracţie, pentru a se vedea capacitatea lor de deformare plastică rămasă, s-au făcut şi măsurători pentru determinarea alungirii specifice între bacuri (coloana 5 şi 6 din tabelă).

Pentru a avea un element de comparaţie, în acelaşi fel s-a procedat şi cu o serie de probe, rămase de la încercările iniţiale pentru stabilirea tehnologiei, ce nu suferiseră nici un efort după sudura efectuată liber. Rezultatele sînt redate în tabela 4.

Se remarcă, şi la aceste probe, că ruperea a avut loc la valori practic egale cu rezistenţele de rupere a barei etalon.

Tabela 4

Rezultatele calitative ale unor probe de sudură şi de bare etalon la care s-a analizat şi alungirea

Nr. crt.	Calitatea probei	Materialul	Rezistenţa		Distanţa iniţială între bacuri (mm)	Alungirea		Locul ruperii
			P_c (t)	P_r (t)		totală Δl (mm)	specifică (%)	
1	Bară etalon	OLX 52—Ø 40	35,00	61,80	—	—	27,0	
2	Îmbinare sudată	OLX 52—Ø 40	41,00	64,80	440	126	28,5	în materialul de bază
3	Îmbinare sudată	OLX 52—Ø 40	37,30	61,20	430	112	26,0	idem
4	Îmbinare sudată	OLX 52 strunjit Ø 20,5	10,00	15,80	—	—	23,5	în zona de influenţă
5	Îmbinare sudată	OLX 52 strunjit Ø 20,1	10,10	15,80	—	—	—	în materialul de bază în afara reperelor
6	Îmbinare sudată	PC 52—Ø 32	29,50	45,30	415	106	25,5	în materialul de bază
7	Îmbinare sudată	PC 52—Ø 32	29,20	45,50	350	98	28,0	idem
8	Îmbinare sudată	PC 52—Ø 32	29,30	45,30	400	100	25,0	idem
9	Îmbinare sudată	PC 52—Ø 32	29,60	45,60	350	94	27,0	idem
10	Îmbinare sudată	PC 52—Ø 32	29,60	45,00	310	80	26,0	idem
11	Îmbinare sudată	PC 52—Ø 32	29,70	45,40	360	90	25,0	idem
12	Îmbinare sudată	PC 52—Ø 32	29,50	44,80	340	77	22,5	idem
13	Îmbinare sudată	PC 52—Ø 32	29,60	45,60	340	87	25,5	idem

Deosebit de interesante sînt rezultatele obținute la probele nr. 4 și 5, care au fost strunjite, îndepărtînd complet cochilia și zonele exterioare ale sudurilor, la care s-au obținut σ_c = 3 060 kg/cm², respectiv 3 200 kg/cm², și σ_r = 4 820 kg/cm², respectiv 4 950 kg/cm², adică valori practic egale cu ale materialului de bază.

O parte a rezultatelor arătate în tabelele 3 și 4 sînt redate în diagramele înregistrate la mașina de tracțiune (fig. 4).

3.2.3. *Prelucrarea statistică a rezultatelor*

Pe baza rezultatelor încercărilor mecanice de tracțiune, s-a făcut interpretarea calitativă, conform principiilor analizei statistice a calității, după STAS 2 631—58 și STAS 5 944—58.

Pentru prelucrarea statistică, s-au luat 118 suduri, din care 40 suduri de probă și 78 suduri tăiate din construcție. Se precizează că cele 78 suduri tăiate au avut defectele gamagrafice cele mai grave din cele circa 1 200 suduri examinate în construcție. Din cele 118 suduri, 76 erau executate la bare Ø 40 mm, 34 la bare Ø 25 mm și 8 la bare Ø 32 mm. Pentru a le putea cuprinde pe toate într-o singură prelucrare statistică, calculele s-au efectuat în procente raportate la media aritmetică a forțelor de rupere prin tracțiune a îmbinărilor.

S-a procedat la ordonarea rezultatelor, care s-au împărțit pe clase, avînd amplitudinea de 5% din valoarea de rupere.

Din tabela 5 rezultă frecvențele pe clase, numărul de clase față de valoarea de 100%, considerată ca medie, precum și mediile aritmetice și abaterile medii pătratice pe clase, necesare la calcularea mediei aritmetice $\overline{x}$ și a abaterii mediei pătratice s pe întregul lot. Rezultatele sînt :

$$\overline{x} = C + a\,\frac{\sum\limits_{i=1}^{m}\left(\frac{x'_i - c}{a}\right)n_i}{n} = 100 + 5 \cdot \frac{13}{118} = 100{,}5\%$$

$$s = a\sqrt{\frac{\sum\limits_{=1}^{m}\left(\frac{x' - c}{a}\right)^2 n_i}{n-1}\,\frac{n}{n-1}\cdot\left(\frac{\overline{x}-c}{a}\right)^2} = 6{,}05\%$$

$$C_v = \frac{s}{\overline{x}} = \frac{6{,}05}{100{,}5} = 0{,}06 \text{ (coeficient de variație).}$$

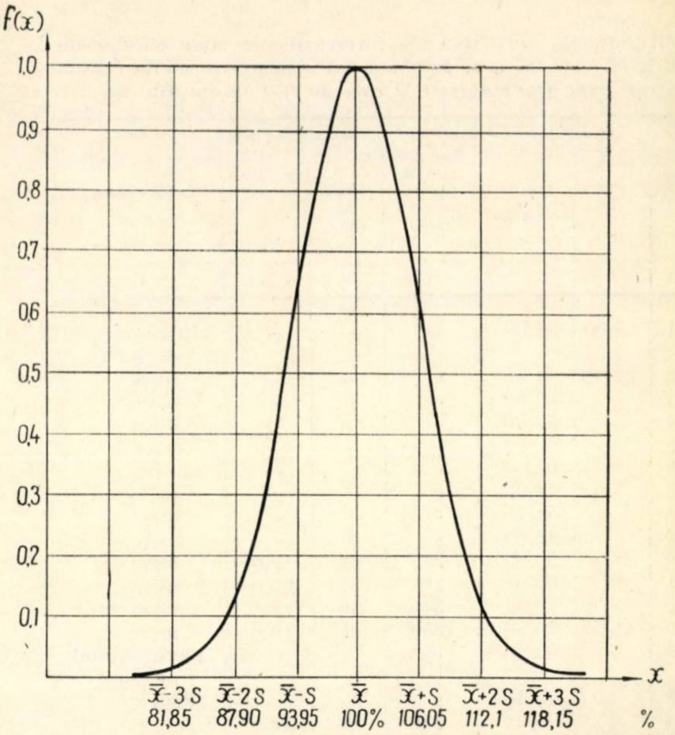


Fig. 5. Curba de probabilitate a abaterilor la rezistența de rupere (tip Gauss)

Transpunînd valorile în curba erorilor de tip Gauss, ca distribuție normală de tip continuu, în diagrama din figura 5, reiese că un număr cu mult sub 1% din probe va avea probabilitatea de rupere la valori de 81% (sau mai mici) din σ_r mediu (a cărui valoare este cu 0,5% mai mare decît media aritmetică arbitrar aleasă inițial).

În figurile 5 și 6, alături de curba de probabilitate a abaterilor, s-a reprezentat și histograma valorilor de rupere din care reiese că, cu excepția valorii minime care este un caz izolat și care ar fi trebuit eliminat din analiza statistică, restul valorilor de rupere are o distribuție normală.

Trebuie menționat că media valorilor forței de rupere la tracțiune în sudură, pentru cele mai rele

Tabela 5

Prelucrarea statistică a rezultatelor la tracțiune

Valoarea în % a clasei		Numărul de îmbinări cu aceeași valoare n_i	Abaterea în număr de clase față de o valoare aleasă $\frac{x'_i - C}{a}$	$n_i\,\frac{x'_i - C}{a}$	$n_i\left(\frac{x'_i - C^2}{a}\right)$	Frecvența cumulată absolută F_i	$100\,\frac{F_i}{n}$
X_i	x'_i						
1	2	3	4	5	6	7	8
68— 73	70	1	−6	− 6	36	1	0,85
73— 78	75	—	−5	0	0	1	0,85
78— 83	80	—	−4	0	0	1	0,85
83— 88	85	2	−3	− 6	18	3	2,55
88— 93	90	7	−2	−14	28	10	11,80
93— 98	95	16	−1	−16	16	26	22,00
98—103	100	45	0	0	0	71	60,00
103—108	105	41	+1	41	41	112	95,00
108—113	110	4	+2	8	16	116	98,50
113—118	115	2	+3	6	18	118	100,00
		118		55 −42 13	173		

a = 5 – amplitudinea unei clase (5%); C = 100 – medie aritmetică arbitrar aleasă.

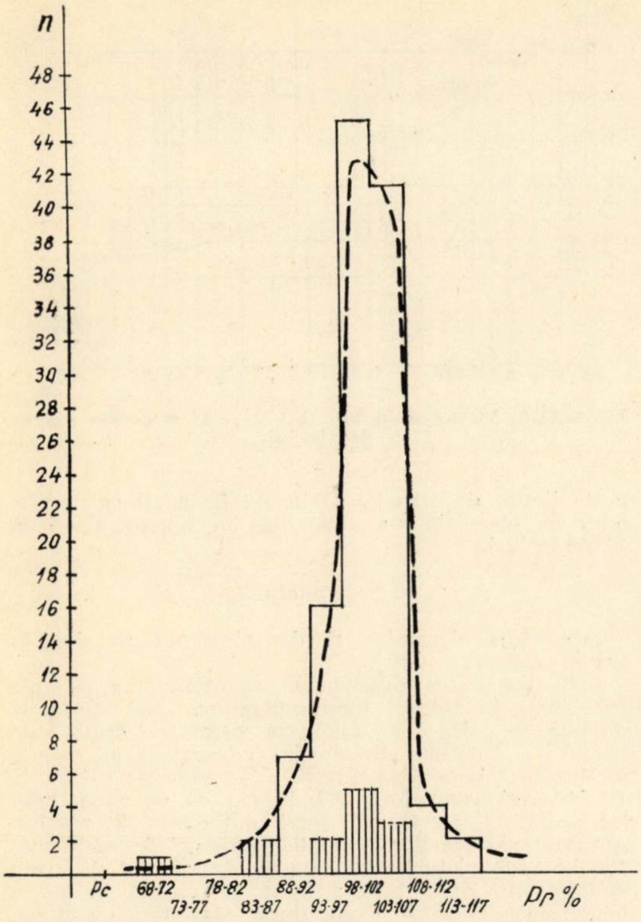


Fig. 6. Histograma valorilor de rupere a barelor înnădite prin suduri în baie

suduri depistate la gamagrafiere, se ridică pentru OLX52 — Ø 40 la P_r = 59,0 t, față de P_r = 62,70 t pentru barele etalon ale materialului de bază, prin aceasta rezultînd un coeficient de sudură minimal K = 0,94 pentru OLX52 — Ø 40 și K = 1 pentru OL 38 — Ø 25.

Valoarea de bază, față de care s-au efectuat calculele de dimensionare a construcției, a fost σ_c, care reprezintă în medie 55—60% σ_r. Deci rezultatele cele mai rele, care pot apărea în proporție de sub 1% din totalul probelor, se situează totuși la mai mult de 20% peste valoarea limită de calcul.

Tabela 6

Rezultatele încercărilor de reziliență la îmbinări din OLX 52 — Ø 40 cu electrozi EL 50 B

Nr. crt.	Valoarea lucrului mecanic K_{cu} (kgm/cm²)		
	În sudură	În zona de trecere și fuziune	În materialul de bază
1	6,25	19,00	—
2	19,00	26,80	—
3	18,75	23,50	—
4	25,80	22,10	16,30
5	14,50	20,50	—
6	21,80	25,00	—
7	19,75	18,20	—
8	17,70	21,80	16,00
9	13,50	27,00	18,20
10	9,80	12,60	18,00
11	17,50	—	25,00
12	17,50	—	26,20

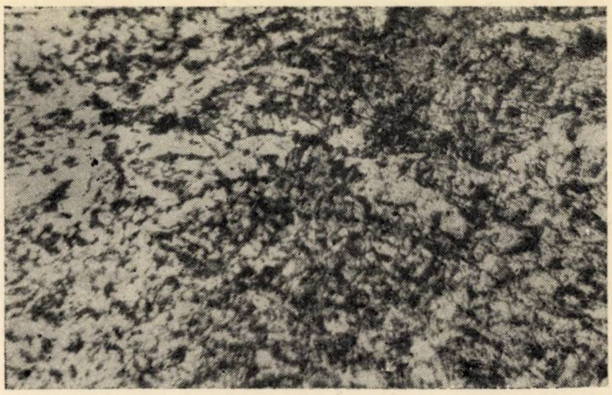


Fig. 7 a. Structura metalografică a sudurilor
Sudură normală ; zona de trecere puțin diferențiată

Avînd în vedere că printre cele 118 probe, care au stat la baza interpretării statistice, 78 erau cele mai rele din 1 200 suduri examinate gamagrafic, rezultă că probabilitatea, considerată pe ansamblul construcției, de a se întîlni valori de ordinul a 81% σ_r, este de fapt și mai mică decît cea arătată mai sus.

Din rezultatele probelor și încercărilor de tracțiune efectuate, pentru caracterizarea îmbinării față de necesitățile construcției, se poate trage concluzia că procedeul și tehnologia stabilită sînt corespunzătoare.

Totodată, pentru a stăpîni în ansamblu întreaga gamă de resurse ale procedeului de sudură ales, experimentat la îmbinări cu material de bază din OLX52, și a se ști și ce alte posibilități de aplicare mai are, s-au efectuat și încercări de încovoiere statică pe dorn, reziliență, tracțiune dinamică unică (șoc) și oboseală precum și verificări metalografice structurale ale sudurii și zonelor de influență.

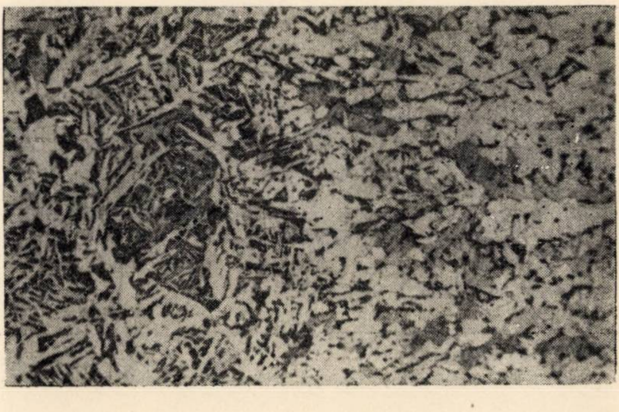
Astfel, cu toate că barele de îmbinare nu vor fi supuse la încovoiere, pentru control s-au executat și încercări de încovoiere.

Încercările efectuate pe epruvete, prelucrate conform STAS 5 540—57, au dat o medie de circa 65°, pînă la apariția primei fisuri.

Rezultatele încercărilor tehnologice efectuate pe îmbinări în stare brută au dat, pînă la apariția primei fisuri, unghiuri a căror valoare minimă a fost 80°.

Și în acest caz, se constată rolul pozitiv pe care îl joacă cochilia ca element de întărire a îmbinării.

Fig. 7 b. Structura metalografică a sudurilor
Sudură insuficient preîncălzită ; se observă tendința de aciculizare a feritei



3.3. Încercări dinamice și la oboseală *)

3.3.1. *Încercări de reziliență*

Reziliența îmbinărilor s-a verificat prin probe, conform STAS 1 400—59. Valorile prescrise pentru electrodul EL50B în STAS 1 125—61 prevăd K_{cu} = 11 kgm/cm². Reziliența medie obținută la încercările efectuate a reieșit de 16,80 kgm/cm², pentru regiunea sudurii, și 21,00 kgm/cm², pentru zona de trecere și fuziune a materialului de bază cu cel de adaos. Se menționează că din aceeași sudură s-a confecționat o probă pentru zona sudurii, una pentru zona de trecere și s-a făcut și o cercetare metalografică.

Rezultatele încercărilor de reziliență sînt arătate în tabela 6.

Comparînd aceste valori cu cele folosite în industrie K_{cu} = 3,5—4 kgm/cm², pentru oțelul cu mangan, conform [1] și [3], rezultatele apar evident favorabile, înlăturînd orice dubiu asupra susceptibilității la fragilitate.

Aceste valori scot în relief și o caracteristică deosebită a procedeului tehnologic adoptat, unde căldura este introdusă treptat și menținută la valori care maleabilizează îmbinarea, fără a duce la creșterea exagerată a cristalului, după cum rezultă din figurile 7 a și 7 b.

3.3.2. *Încercări la tracțiune dinamică*

Încercarea de tracțiune dinamică s-a efectuat la mașina de tracțiune, creîndu-se o tracțiune dinamică unică scurtă, cu același caracter de distrugere ca în cazul unui seism. Îmbinarea a cedat la primul șoc, la valoarea rezistenței de 49,5 kg/mm², ceea ce pentru bara Ø 40 revine la o forță de 62 tone, adică la o valoare sensibil egală cu cea obținută la tracțiunea statică.

3.3.3. *Încercări la oboseală*

Pentru verificarea suplimentară a capacității îmbinării sudate, privind posibilitatea de preluare a încărcărilor de tracțiune dinamică repetată și de tracțiune statică oscilantă, s-au efectuat încercări ale îmbinării în diferite ipoteze și limite ale sarcinilor, cum sînt arătate în tabela 7.

Rezultatele s-au transpus în curba tip Wöhler, cuprinsă în figura 8.

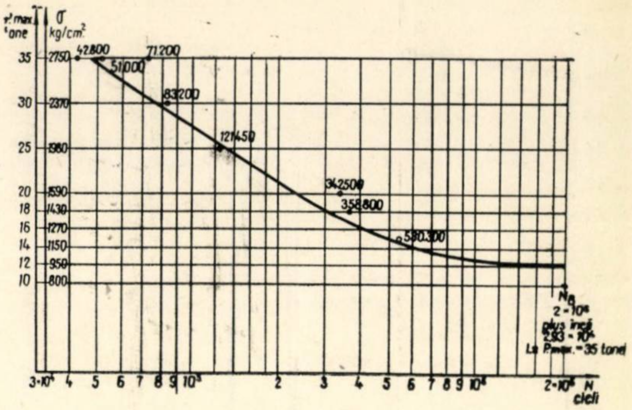


Fig. 8. Curba Wöhler pentru bare OLX52 — Ø 40 înnădite prin suduri în baie

Domeniul solicitărilor înalte s-a analizat prin mai multe probe, aplicîndu-se la două din ele (probele 3 și 4 din tabela 7) și o ecruisare prin întindere peste limita de curgere. Chiar și în acest caz, rezistența la oboseală s-a situat la un număr de peste 30 000 cicluri.

3.3.4. *Concluzii*

Încercările dinamice și de oboseală au dus la următoarele concluzii :

a. Pentru cazul solicitărilor asemănătoare cu cele care apar în timpul unui cutremur, cînd eforturile de întindere din bare ajung la valori de ordinul de mărime a jumătate din limita de curgere, încercările 6—7 din tabela 7 ne arată că sudura rezistă la 120 000—340 000 cicluri. Ori, literatura de specialitate [5] arată că, în timpul unui cutremur de pămînt, numărul solicitărilor repetate poate fi de maximum 100 la 1 000 cicluri. Cutremurul de pămînt din țara noastră din anul 1940 a avut 55 cicluri pentru o magnitudine de 7,4. Cum, după statistica mondială, cutremure de această magnitudine se repetă la 25-30 ani [5], rezultă că îmbinările cu suduri în baie au o rezistență necondiționată la un foarte mare număr de cutremure.

b. În cadrul acestui program de încercări, nu s-au făcut experiențe speciale care să reproducă variația eforturilor din barele unei fundații de beton armat pentru mașini rotative. În asemenea cazuri, valoarea medie a efortului este de ordinul a 0,4—0,5 σ_c , iar variația în jurul acestei valori este foarte mică.

În unele țări, sudurile în baie se folosesc și la asemenea construcții, bazîndu-se pe experiența proprie în ce privește rezistența de oboseală în asemenea condiții.

---

*) Clasificarea încercărilor mecanice conform STAS 6 967—64.

Tabela 7

Rezultatele încercărilor la oboseală la îmbinări sudate din OLX 52 — Ø 40 cu electrozi EL50B

Nr. crt.	Parametrii ciclului			Numărul ciclurilor pînă la rupere	Observații
	P_{max} (kgf)	P_{min} (kgf)	Cicluri pe minut		
1	35 000	5 000	450	71 200	rupt în materialul de bază la gulerul sudurii
2	35 000	5 000	450	51 000	rupt în sudură
3	35 000	5 000	450	42 800	suprasolicitat static la 45 tone — 3 minute și apoi rupt în materialul de bază la gulerul sudurii
4	35 000	5 000	450	37 600	idem
5	30 000	5 000	450	83 200	rupt în materialul de bază la gulerul sudurii
6	25 000	5 000	450	121 450	idem
7	20 000	5 000	450	342 500	idem
8	15 000	5 000	450	530 000	idem
9	10 000	5 000	450	2 119 500	$N_b = 2\times10^6$ fără rupere. Proba N_b s-a solicitat ca mai jos pînă la rupere (poz. 10)
10	35 000	5 000	450	29 300	rupt în sudură

Notă : Este de menționat că P max = 35 000 kgf reprezintă practic limita de curgere a materialului. Valoarea maximă a forței de întindere, ce poate apărea în bare în timpul exploatării construcției, este de ordinul a 20 000 kgf, pentru care ruperea prin oboseală s-ar produce la 342 500 cicluri.

Din încercarea 9 — tabela 7 — se poate conchide că la o rezistență de bază de 400 kg/cm², cu variații în plus de 400 kg/cm², nu se produce ruperea sudurii prin oboseală.

c. Examinînd curba Wöhler (fig. 7) rezultă că limita de oboseală este de 800—1 000 kg/cm², deci îmbinarea nu este indicată pentru solicitări oscilante sau alternante cu caracter permanent, ca în cazul organelor de mașini. În asemenea cazuri sînt necesare tratamente termice pentru ridicarea caracteristicilor mecanice ale sudurii.

4. STUDII ŞI ÎNCERCARI PRIVIND EFORTURILE INIŢIALE ÎN ÎMBINARILE SUDATE ALE ELEMENTELOR PREFABRICATE

Elementele de beton armat prefabricat, care se îmbină prin sudura armăturilor — în baie sau prin eclise — au de obicei o alcătuire constructivă care face ca anumite părți ale elementelor de beton să fie în contact direct, înainte de a face sudurile. Astfel, la îmbinările dintre stîlpi și fundații sau dintre tronsoanele de stîlpi, contactul dintre piese se face printr-un miez din beton armat, în jurul căruia apar libere extremitățile barelor ce se vor suda și care, ulterior, se vor acoperi cu beton.

Este evident că la asemenea îmbinări vor apărea eforturi inițiale datorită contracției, ca urmare a răcirii materialului din sudură și a extremităților barelor care se sudează, producîndu-se eforturi inițiale de întindere în bare și de compresiune pe suprafețele de beton în contact.

Secțiunile de îmbinare ale stîlpilor vor fi deci precomprimate pe cale termică.

Este clar că, pentru capacitatea portantă a secțiunilor, aceste eforturi inițiale nu au nici o influență, fiind eforturi interioare echilibrate în secțiune. Din acest motiv, în țările unde se practică de mai mulți ani acest gen de îmbinări, ele nu se calculează, considerîndu-se ca secțiuni curente ale elementului luat în întregime ca monolit.

Totuși, pentru a determina ordinul de mărime al acestor eforturi și eventualele efecte nefavorabile ale lor asupra rezistenței construcției, s-au efectuat o serie de studii și încercări.

Aceste studii și încercări au constat din măsurători asupra contracției sudurilor în bare izolate și asupra eforturilor din îmbinarea propriu-zisă, astfel încît să se poată trage concluzii asupra fenomenului.

4.1. Măsurători asupra contracției sudurilor, în bare izolate

Primele măsurători au avut ca scop determinarea deformației barelor Ø 40 mm, inițial și după sudarea lor. În acest scop, s-a efectuat o probă de dilatație liberă, fixîndu-se una din barele ce urmau să fie sudate, cealaltă avînd posibilitatea să se deplaseze liber. În capătul barei libere s-a așezat palpatorul unui micrometru pentru înregistrarea dilatațiilor. Lungimea inițială a barei a fost de 500 mm. În timpul încălzirii și sudării, lungimea barelor a crescut cu 1,75 mm, prin răcire a scăzut cu 3,10 mm față de dilatarea maximă, rezultînd deci o scurtare permanentă a barei prin sudură de 3,10—1,75 = 1,35 mm.

Pentru a determina mărimea tensiunilor inițiale în bare îmbinate prin suduri, s-au făcut experimentări la care ambele cupoane Ø 40, care urmau a fi îmbinate, erau fixate de riglele rigide ale unui cadru metalic. S-au măsurat distanțele dintre reperele fixate la circa 430 mm pe cupoanele Ø 40 și pe riglele cadrului, apoi s-au executat sudurile în baie, iar după răcire s-au tăiat barele sudate. S-a măsurat între repere scurtarea elastică, la cele trei probe făcute, de circa 0,6 mm, ceea ce corespunde la $\sigma = E\frac{\Delta l}{l} = 2\,100\,000\,\frac{0{,}06}{430} = 2\,930$ kg/cm², valoare apropiată de σ_c a barelor (circa 3 000 kg/cm²).

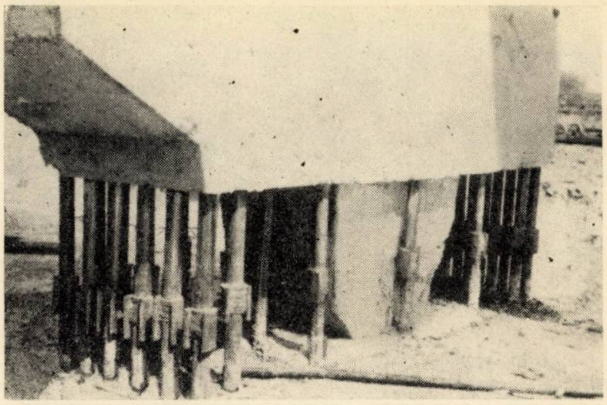


Fig. 9. Îmbinare inferioară a stîlpilor prefabricați la CET București-Sud

La una din probe, s-a aplicat un tratament termic asupra sudurii; deformația ei a rămas însă de același ordin de mărime ca la sudurile netratate termic.

Se menționează că, la barele care au făcut obiectul măsurătorilor descrise mai sus, distanța „h" (fig. 2) a fost de 22—28 mm, pentru a obține cele mai voluminoase suduri ce se pot întîlni în cazul aplicării procedeului studiat și deci cele mai mari eforturi inițiale.

4.2. Considerații asupra eforturilor inițiale în îmbinările stîlpilor prefabricați

Îmbinările stîlpilor prefabricați, asupra cărora s-au efectuat observații, studii și cercetări privind eforturile inițiale, au aspectul din figura 9.

Lungimea liberă a barelor de oțel-beton, între fețele pieselor de beton, este de 50 cm, distanță care s-a menținut și la experimentările descrise mai sus.

Rezultă că în îmbinare trebuie să se consume o deformație a barelor de circa 1,35—0,60 = 0,75 mm, în cazul cînd în bare rămîne o tensiune inițială de circa 2 930 kg/cm², mai mare dacă tensiunea inițială rămîne sub 2 930 kg/cm² sau la limită de 1,35 mm, dacă tensiunile inițiale ar avea valoarea zero.

Pentru consumarea acestei deformații de 0,75—1,35 mm (0,15% + 0,27%) contribuie următoarele :

a. Deformația plastică a materialului din sudură, în timp ce se află încă la temperaturi ridicate.

b. Deformații plastice ale barelor de oțel-beton. Se menționează că palierul de curgere la oțelurile OLX52 și PC 52 are o mărime de circa 1% din lungimea barei, deci deformația plastică se face fără depășirea limitei de curgere.

c. Așezarea pieselor de beton în contact, prin striviri ale neregularităților suprafețelor, ale punctelor proeminente de contact al pieselor, ale mortarului de poză sau chiar ale betonului din miezul stîlpului (la îmbinări ca cele din fig. 9).

d. Deformații elastice de compresiune ale betonului din stîlpi.

e. Ruperea aderenței între barele de oțel-beton și beton, prin micșorarea diametrului datorită contracției transversale. La bare lise și fără etrieri sudați, s-a observat că barele își pierd aderența pe cel puțin 0,5 m. Observația s-a făcut urmărind mișcările unei bare în timpul sudurii, printr-o fereastră practicată în beton, la 0,5 m de la extremitatea tronsonului. În cazul barelor cu profil periodic sau prevăzute cu etrieri sudați, acest fenomen este mult mai redus.

f. Faptul că sudurile barelor se fac două cîte două (simetric față de axa stîlpului pentru a da numai forțe axiale) face ca la fiecare pereche nouă de bare ce se sudează să se introducă compresiuni în sudurile executate anterior. La dimensiunile stîlpilor și la procentele de armare folosite, fiecare pereche nouă

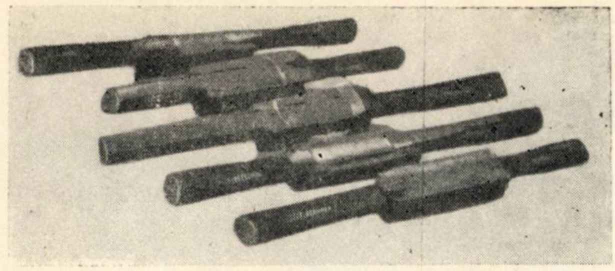


Fig. 10. Defecte de sudură identificate prin gamagrafiere și prelucrare

de suduri reduce cu circa 100 kg/cm^2 tensiunea inițială din fiecare bară sudată anterior.

g. Sarcinile axiale aplicate construcției produc în stîlpi compresiuni care reduc tensiunile inițiale din barele sudate.

Pentru a verifica mărimea eforturilor inițiale din îmbinările de tipul celor din figura 9, s-au făcut următoarele considerente de calcul :

Calculînd cu datele geometrice ale secțiunii și cu valoarea maximă a presiunii locale, determinate conform normativului de calcul la stările limită P. 8—62, considerînd că contactul dintre cele două fețe de beton se face pe toată suprafața, a rezultat că forța axială maximă, corespunzătoare strivirii betonului de marcă B250, este de 340 tone. La aceasta corespunde un efort mediu de 935 kg/cm^2 în barele de oțel-beton îmbinate. În ipoteza că contactul dintre cele două tronsoane de stîlpi nu este perfect și că transmiterea se face pe circa o jumătate din secțiune (ipoteză mai apropiată de realitate), valorile de mai sus se reduc la jumătate.

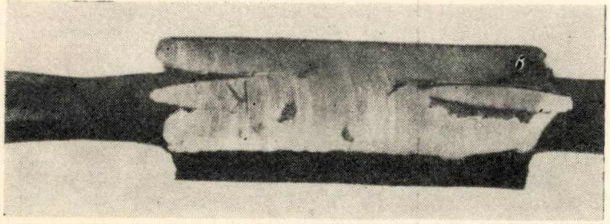


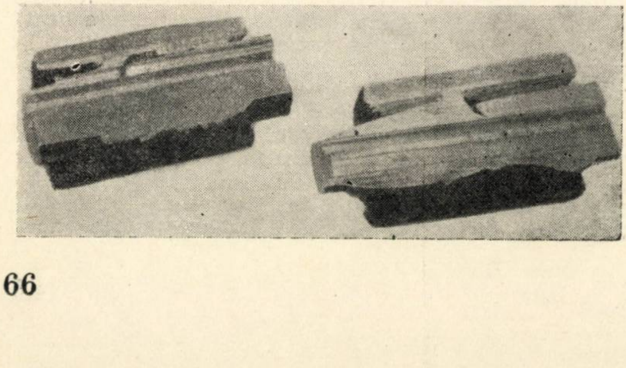
Fig. 11. Defecte de sudură identificate prin gamagrafiere și prelucrare

Pentru a verifica rezultatele acestor calcule simple, s-au făcut următoarele măsurători, pe construcție :

— La îmbinarea inferioară a unui stîlp din construcție, la care se executaseră toate sudurile în baie de circa 45 zile, s-au montat deformetre Huggenberger pe două din bare, care apoi au fost tăiate cu flacără. Deformațiile relative ale capetelor barelor tăiate au corespuns unor eforturi inițiale de 340 kg/cm^2, respectiv 315 kg/cm^2.

— La unul din stîlpii construcției, la care toate sudurile în baie erau efectuate, s-au montat traductori tensorezistenți pe 15 bare și apoi s-a sfărîmat și îndepărtat betonul de contact dintre tronsoanele stîlpilor. Măsurînd scurtările barelor și ținînd seamă și de compresiunea datorită greutății proprii a stîlpului, care acum se transmitea numai prin armături, a rezultat că efortul inițial mediu din armături a fost de 551 kg/cm^2. Eforturile inițiale din diferitele bare au variat în limite relativ largi, datorită între altele și succesiunii în care s-au executat sudurile. Cu această ocazie s-a constatat că în barele cu profil periodic, eforturile inițiale au fost de aproape două ori mai mari decît media pe stîlp.

Fig. 12. Defecte de sudură identificate prin gamagrafiere și prelucrare



— La alt stîlp s-a făcut aceeași operație ca la precedentul, măsurînd scurtările barelor prin citiri micrometrice între reperele fixate anterior. S-au măsurat eforturi inițiale cuprinse între 250 kg/cm^2 și 770 kg/cm^2 (excluzînd o citire de 1 400 kg/cm^2, probabil denaturată din cauza lovirii unui reper).

Concluzia acestor măsurători este că valoarea medie a tensiunilor inițiale este de circa 500 kg/cm^2, în barele de oțel-beton. Cum limita de curgere a lor este de circa 3 000 kg/cm^2, aceste tensiuni inițiale pot fi apreciate ca neimportante.

Este de subliniat că în decursul exploatării construcției, tensiunile inițiale vor mai scădea, atît datorită sarcinilor din exploatare, cît și datorită deformațiilor plastice în timp ale betonului.

Se verifică deci că este justificat ca, din punct de vedere al calculului, îmbinările realizate cu suduri în baie să fie considerate secțiuni curente ale stîlpilor. Stîlpul se va considera deci ca un tot monolit, îmbinarea ca atare nefiind considerată în calcul.

5. STUDII ȘI ÎNCERCĂRI PRIVIND MODUL DE EFECTUARE A CONTROLULUI DE CALITATE ȘI DE STABILIRE A CRITERIILOR DE INTERPRETARE A CONTROLULUI

Ca un ultim criteriu de control calitativ, în cadrul programului de încercări, s-a aplicat și metoda prelucrării prin frezare, rabotare sau strunjire la 50% din probele prelevate din stîlpi, după ce în prealabil au fost supuse încercărilor fizico-mecanice.

Fotografiile din figurile 10, 11 și 12 reprezintă o serie de bare avînd gamagrafii rele, la care prin prelucrare s-au evidențiat defectele din sudură. Totuși, în toate cazurile, la încercările de tracțiune ruperea s-a produs în materialul de bază, fapt care confirmă rezerva deosebită de rezistență ce o posedă tipul de îmbinare realizat prin sudura „în baie".

După cum s-a văzut mai sus, numărul mare de probe de la toate categoriile de încercări au prezentat rezultate pozitive. De asemenea, verificarea prin prelucrare a confirmat rezistența bună, chiar în cazul unor defecte gamagrafice aparente, și a dus la concluzia că verificarea gamagrafică trebuie considerată numai ca o metodă orientativă.

Pentru stabilirea definitivă a procesului de verificare și control ale execuției, s-a ținut seamă de experiența cîștigată și s-au definitivat operațiile și procentajele verificărilor și controalelor necesare.

În lipsa unui normativ, privind controlul și execuția acestor suduri, pentru lucrarea CET București-Sud s-au redactat instrucțiuni tehnologice, care au prevăzut o serie de măsuri principale.

5.1. Referitor la controlul prealabil

Înainte de începerea execuției se va controla respectarea următoarelor măsuri :

— nu se vor admite pe șantier electrozi care au fost depozitați în condiții necorespunzătoare de umezeală sau expirați după prescripțiile furnizorului ;

— se va verifica regimul de uscare a electrozilor, care va corespunde celui din timpul execuției, urmărindu-se temperatura și timpul între introducerea și scoaterea din cuptor a electrozilor, numai din compartimentul sudorului respectiv ;

— transportul și păstrarea electrozilor, pînă la folosirea lor în stare caldă, se va face prin intermediul unei cutii sau tambur cilindric cu capac, executat din țeavă ;

— se va verifica polizarea capetelor barelor și a cochiliei, în partea unde se vor suda ;

— nu se vor admite la lucru decît sudorii specializați, ale căror probe au dat rezultate pozitive (minimun cinci probe la tracțiune, una metalografică, una de îndoire și trei probe prelucrate și toate zece gamagrafiate în prealabil).

5.2. Referitor la controlul în timpul execuției sudurii

— Se va verifica asigurarea locului de muncă contra stropilor de apă și a vîntului puternic.

— Se va verifica distanța între capetele mustăților, axialitatea lor și prinderea cochiliei.

— Se va verifica preîncălzirea barelor din OLX52, pentru diametrele de peste 25 mm.

— Se va verifica timpul de întrerupere a curentului, dacă aceasta s-a produs.

— La fiecare 100 suduri, sudorul va efectua și o probă martor alături de cea din operă, dar în aceleași condiții. Pentru această probă se stabilește metoda de încercare statică distructivă, conform celor arătate la capitolul 3.

— Ori de cîte ori se cere, și cel puțin o dată la 30 de zile, secția de întreținere verifică starea utilajului și a corespondenței amperajului între indicațiile regulatorului și curentul real dat de agregat.

5.3. Referitor la controlul după execuția sudurii

— Se verifică toate sudurile ca aspect și prin proba de ciocănire cu ciocanul de 0,5—1 kg. Sudura va trebui să aibă un sunet clar, cristalin. Un sunet înăbușit indică probabilitatea unei suduri defectuoase.

Dintre îmbinările sudate, care prezintă incertitudini, se vor indica 5% suduri pe stîlp, dar nu mai puțin de una, pentru efectuarea gamagrafiei. În acest număr se includ și eventualele verificări cerute pentru controlul sudurilor pe sudor.

La fiecare 1% din sudurile efectuate, dintre cele mai necorespunzătoare se stabilesc acelea care vor fi tăiate pentru încercări statice distructive.

Controlul gamagrafic al sudurilor se efectuează în condițiile prevăzute în STAS—6 606-62.

Pe fiecare sudor, se efectuează controlul preventiv concomitent cu execuția propriu-zisă. Sudurile necorespunzătoare pot fi rebutate sau reparate.

În cazul în care la același sudor se repetă gamagrafii necorespunzătoare, cota de verificări se va ridica la 20%, iar dacă abaterile persistă se vor face controale asupra electrozilor și utilajului. În caz că nu se constată defecțiuni la acestea, sudorul va fi trecut la alte genuri de lucrări.

Nu se va admite continuarea lucrului de la o zi la alta, dacă organele de control nu au gamagrafiat sudurile efectuate și nu au tras concluzia calitativă.

Metoda de gamagrafiere folosită este aceea a expunerii pe film special în casete de 10×24 cm, prin așezarea filmului lateral sudurii, astfel ca teșitura înclinată a barei superioare să poată fi urmărită din profil.

Se admite și gamagrafierea sudurii din față, în cazul cînd nu sînt condiții pentru fotografierea profilului.

Coordonatorul echipei de gamagrafiști va stabili local instrucțiunile de specialitate, pe baza caracteristicilor utilajului existent, a radioactivității momentane la fiola cu izotopi și pe baza efectuării unei probe prealabile.

Indicatorii de calitate folosiți vor fi cei din categoria cu trei găuri, avînd adîncimea canalelor de 0,5; 1; 1,5; 2; 2,5 și 3 mm.

Defectele ce pot apărea se încadrează în conformitate cu prevederile STAS 6 606-62. Ca suprafață de referință, la care se raportează defectele, se adoptă suprafața verticală de legătură între bare, care cuprinde întreaga sudură. Valoarea suprafeței este „$d \cdot h$" în care d este diametrul barei, iar h se adoptă între 15—25 mm după mărimea diametrului.

Pentru îmbinările sudate la construcția clădirii principale de la CET București-Sud, s-a stabilit să nu se admită următoarele tipuri de defecte ale sudurilor :

— lipsa de pătrundere — simbol D — evidențiată ca lipsă de topire la rădăcina sudurii, continuată prin nepătrunderi ascuțite în șanfrenul inferior sau superior al suprafețelor de îmbinare — ca în figurile 11 și 12 ;

— crăpături și fisuri — simbol E — care sînt discontinuități ale îmbinării produse prin crăparea sudurii, în sens longitudinal sau transversal.

S-au admis defecte în sudură ca cele de mai jos, dacă suprafața lor însumată, raportată la proiecția verticală a sudurii, nu depășește procentul de 2% din suprafața analizată și anume :

— Incluziuni de gaze și porozități — simbol Aa și Ab — care sînt cavități bine conturate datorită incluziunilor de gaze.

— Incluziuni de zgură — simbol Ba — care apar ca niște cavități cu forme diferite, datorită incluziunilor nemetalice rămase în sudură sub formă de zgură.

— Lipsa de pătrundere — simbol D — numai dacă prezintă muchii rotunjite la repetarea din altă poziție a gamagrafiei.

— Scobituri de topire — simbol F.

— Dacă defectele de mai sus prezintă valori între 2% și 5% din suprafața analizată, se admite remanierea prin consolidarea suplimentară a sudurii cu ajutorul unei eclise ajutătoare. La defecte de peste 5% sudura se rebutează, se taie și se înlocuiește cu un tronson de bară îmbinat cu două suduri în baie succesive. Menționăm că normele de control și verificare, admise pentru prima lucrare de acest gen executată în țara noastră, sînt mult mai severe decît normele similare din alte țări. Acest lucru este ex-

Tabela 8

Consumurile de materiale comparative între îmbinările cu eclisă și cele cu sudură în baie (pe bucată de sudură)

Diametrul barei	Consum de materiale		Suduri cu eclisă	Suduri în baie
	Tipul materialului	U/M		
Ø 40	Eclisă de oțel	kg	8,19	1,50
	Electrozi	kg	5,00	0,80
	Oxigen	m^3	—	0,44
	Carbid	kg	—	0,81
	Cărbuni forje	kg	—	1,00
	Vată minerală	kg	—	0,50
Ø 32	Eclisă de oțel	kg	4,49	0,95
	Electrozi	kg	2,08	0,51
	Oxigen	m^3	—	0,28
	Carbid	kg	—	0,52
	Cărbuni forje	kg	—	0,64
	Vată minerală	kg	—	0,32

Tabela 9

Costuri comparative între îmbinările cu eclisă și cele cu sudură în baie (lei/buc.)

Diametrul barei	Categoria de cheltuieli	Sudură cu eclisă	Sudură în baie
Ø 40	Materiale	60,04 lei	13,61 lei
	Manoperă	45,62 lei	18,18 lei
	Energie electrică	6,72 lei	12,75 lei
	TOTAL :	112,38 lei	44,54 lei
Ø 32	Materiale	29,75	10,07 lei
	Manoperă	15,88	11,60 lei
	Energie electrică	2,27 lei	8,15 lei
	TOTAL :	47,90 lei	29,82 lei

plicabil, dat fiind noutatea metodei și importanța construcției la care a fost aplicată.

Pe măsură ce metoda se va generaliza, este necesară stabilirea unor toleranțe medii și a unor metode de control și verificare, diferențiate după diverse criterii calitative.

Toate controalele descrise în capitolul 5 se vor efectua în permanență de secția de sudură a șantierului prin șeful sectorului, maistrul, șeful de echipă și de organul care efectuează controlul tehnic de calitate.

6. CONSIDERAȚII ECONOMICE

În afara avantajelor tehnice, descrise în capitolele anterioare, înnădirea barelor de oțel-beton prin suduri cu cochilii curbe (suduri în baie) prezintă însemnate avantaje economice.

Chiar la aplicarea pentru prima oară în practica din țara noastră, cu toate cheltuielile suplimentare legate de caracterul de noutate a metodei, bilanțul economic a reieșit avantajos față de alte genuri de îmbinări.

În cazul construcției centralei București-Sud, îmbinarea care ar fi putut intra în competiție este cea prin sudură cu eclise din platbandă îndoită sau oțel cornier.

În tabelele 8 și 9 se arată consumurile de materiale și costul comparativ pentru îmbinările prin sudură cu eclisă și cele prin sudură în baie.

Se observă consumul mult mai redus de oțel și de electrozi, în cazul utilizării sistemului de înnădire prin sudură în baie.

Economiile de oțel, electrozi, manoperă și cost total sînt evidente în cazul utilizării sistemului de sudură în baie. Se menționează că în costul pentru sudurile în baie s-au prevăzut materiale și manoperă pentru prelucrări termice (preîncălzire prealabilă) ale sudurilor, o măsură de precauție specială luată la construcția centralei București-Sud. Această precauție nu este prevăzută în normele altor țări și eliminarea ei va conduce la costuri și mai avantajoase pentru sudurile în baie (pentru OL 38).

7. CONCLUZII

Din studiile efectuate, în vederea aplicării în țara noastră a procedeului de sudură cu cochilii curbe, și din observațiile făcute în timpul execuției construcției clădirii principale de la CET București-Sud, la care s-a aplicat acest procedeu, așa cum au fost descrise în capitolele anterioare, se desprind următoarele concluzii :

— Electrozii cei mai indicați pentru sudurile „în baie" ale barelor cu Ø > 30 mm sînt electrozii bazici de Ø 5 și 6 mm, care se propun să fie asimilați în producția curentă. Sudurile „în baie" se pot executa în bune condiții și cu alte tipuri de electrozi, fiind necesare însă unele măsuri tehnologice. Ca o măsură importantă pentru toate tipurile de electrozi se menționează uscarea acestora.

— Sudorii care urmează să execute lucrări de sudură „în baie" pot cîștiga în scurt timp calificarea necesară. Pentru menținerea în timp a calității execuției, este necesar să se controleze periodic lucrările executate, și, în general, personalul de pe șantier trebuie să aibă conștiinciozitatea profesională necesară.

— Tehnologia de execuție, stabilită pentru aceste lucrări, conduce la execuția certă a sudurilor de calitate corespunzătoare.

Tehnologia stabilită nu este mai pretențioasă decît la alte genuri de suduri. La sudurile barelor din oțeluri perlitice, cu conținut de mangan de tip 17 M 13 (PC 52 și OLX52) și diametre peste 25 mm, este indicat să se aplice o preîncălzire și o protecție contra răcirii bruște pentru a feri sudura de tendința de fragilizare.

— Față le sudurile cu eclise, sudura „în baie", cu preîncălzire prealabilă, duce la economii de 82% la consumul de metal, 84% la consumul de electrozi, 60% la consumul de manoperă și 60% la cost, în cazul barelor OLX52 — Ø 40.

În cazurile în care este posibilă suprimarea prelucrării termice prin preîncălzire, economia de materiale, manoperă și cost crește sensibil.

— Procedeul de sudură în baie este indicat pentru toate categoriile de construcții din beton armat monolit sau prefabricat, la bare din oțel OL38, OLX52, PC52 cu diametre de 20—40 mm, chiar și pentru construcțiile din zonele seismice și pentru construcții supuse la sarcini oscilante cu amplitudini mici față de rezistența medie.

Secțiunile de beton armat îmbinate prin sudura „în baie" a armăturilor se consideră secțiuni curente și nu se calculează în mod special.

Sudura „în baie" este contraindicată pentru piesele supuse permanent la eforturi alternante de mare amplitudine — caz practic neîntîlnit în construcțiile din beton armat. În asemenea cazuri, oțelurile superioare nu prezintă avantaje față de oțelul OL 38.

— Este interesant să se menționeze că oțelul-beton OLX52 — Ø 40, provenit de la furnizori diferiți, nu corespunde minimului de calitate prevăzut în STAS 438-61, constatîndu-se abateri în minus pînă la 14% la valoarea σ_c. La analiza chimică suma Si + Mn a rezultat mult sub valoarea de 2%, admisă de norme și de literatura de specialitate. Se recomandă ca industria metalurgică să îmbunătățească calitatea oțelului OLX52, folosind adaos de Ti circa 0,2%, care ridică limita de curgere cu 6—20% și rezistența sudurilor cu 10—30% [3].

S-a observat, de asemenea, că și la oțelul necalmat OL 38, calitatea este, de asemenea, sub limitele prevăzute în STAS 438—61.

★

În vederea generalizării procedeului de sudură „în baie", este indicat să se întocmească un normativ, care să reglementeze utilizarea cu economicitate maximă, prin prevederea condițiilor de calitate a materialelor, a metodelor de execuție și a măsurilor de control, care s-au dovedit strict necesare pentru asigurarea și controlul calității sudurii.

Considerăm că aplicarea metodei, la execuția construcției CET București-Sud, este un pas înainte pe linia aplicării tehnicii noi și că cunoașterea studiilor făcute și a experienței aplicării va constitui un stimulent pentru generalizarea procedeului.

Bibliografie

[1] * * * : *Studiul sudurii oțelului OLX52.* Academia R.P.R.-Timișoara, 1957, Centrul de cercetări tehnice, secția de rezistența materialelor.

[2] * * * : *Protocol privind studiul OLX52 — ameliorat.* Academia R.P.R. — Timișoara, 1959.

[3] Nădășan St. : *Considerații asupra studiului cercetărilor pentru evidențierea susceptibilității la rupere casantă a oțelurilor.* Revista Construcțiilor de Mașini, nr. 2/1964.

[4] Melhardt H. A. : *Imbinări sudate supuse la solicitări statice și variabile.* Austria, traducere IDT, 1957.

[5] Korcinski I. L. ș.a. : *Bazele proiectării clădirilor în regiuni seismice* — Ed. Tehnică, 1964.

[6] * * * : Comentarii STAS nr. 15 — *Beton și Beton armat.* Biblioteca standardizării, 1958.

[7] Borza N., Ghergu I. și Popescu C. : *Aspecte din proiectarea în prefabricate a construcțiilor centralei electrice de termoficare București-Sud.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 5-1965.

[8] Brătescu V. : *Studiu privind problemele ridicate de îmbinarea prefabricatelor grele la CET—București-Sud.* ISPE, 1964.

[9] * * * : *Indicații privind tehnologia sudurii electrice cu arc a armăturilor construcțiilor de beton armat* — Norme U.R.S.S. — V.S.N. 38—57.

[10] * * * : *Instrucțiuni cu privire la sudarea barelor de oțel-beton la construcțiile de beton armat prefabricat ale centralelor termoelectrice.* U.R.S.S. — Teploelectroproiect.

[11] Dulchin V. I. : *Probleme de rezistență a îmbinărilor prin sudură a armăturilor construcțiilor de beton armat.* U.R.S.S.

[12] Kupțov I. P. și Ioffe I. R. : *Proiectarea și execuția centralelor termoelectrice.* Ed. G.E.I. Moscova-Leningrad. U.R.S.S., 1962.

Panouri de beton, precomprimate pe două direcții, cu armătura dispusă după trasee poligonale

Ing. A. Erdelyi, conf. ing. A. Mihul și ing. D. Zăicescu *)

Ponderea importantă pe care o ocupă planșeele, în realizarea construcțiilor de clădiri, a făcut ca, în ultimii ani, să se întreprindă studii și experimentări vaste pentru găsirea de soluții noi, care să permită realizarea unor sisteme moderne, prin care să se obțină reducerea consumului de beton și mai cu seamă de oțel, proprii unei execuții industriale.

Dintre soluțiile noi, experimentate în ultima vreme, se remarcă în mod deosebit, prin indicii tehnico-economici obținuți, sistemele la care se folosește cu precădere betonul precomprimat.

I. CONSIDERAȚII ASUPRA PLANȘEELOR DIN BETON PRECOMPRIMAT

Planșeele din beton precomprimat au fost experimentate în diferite soluții, folosind pentru armarea lor, atît barele groase cu profil periodic, cît și sîrmele împletite sau sîrmele cu profil periodic de înaltă rezistență.

Dintre sistemele realizate în ultimii ani, remarcăm fîșiile STASA, grinzile în ⊥ și blocurile de umplutură, dulapii precomprimați suprabetonați, precum și fîșiile cu goluri. Planșeele alcătuite din astfel de elemente prefabricate precomprimate au fost concepute pentru a fi folosite în special la construcțiile din zidărie, unde elementele portante ale structurii de rezistență asigurau rezemarea lor după o singură direcție.

În ultima vreme, o dată cu extinderea largă pe care au căpătat-o construcțiile din panouri mari precum și cele executate în cofraje glisante, au fost experimentate o serie de planșee sub formă de panouri mari, de dimensiunea unei camere, cu rezemarea pe întreg conturul. Astfel, sînt executate în străinătate panouri de planșeu cu secțiunea constantă și armătura din sîrmă de tipul SBP, dispusă după trasee drepte, pe un rînd sau pe două rînduri (sus și jos), precum și panouri ștanțate avînd nervuri dese, dispuse ortogonal, armate cu bare cu profil periodic sau cu sîrme dispuse, de asemenea, după trasee rectilinii.

Lipsurile esențiale ale acestor panouri constau în distribuția nerațională a tensiunilor inițiale introduse în zonele de contur, care la partea superioară a plăcilor sînt de același semn cu eforturile produse de solicitările exterioare (determinate de acțiunea sarcinilor ce încarcă plăcile după realizarea continuităților lor pe reazeme). Din acest motiv, în cazul cînd precomprimarea se face numai cu armătura dispusă la partea inferioară a plăcii, efectul tensiunilor inițiale, introduse prin precomprimare, grăbește apariția fisurilor în zona de contur a plăcii, avînd o influență negativă asupra modului de comportare a betonului din această zonă ; în cazul cînd precomprimarea se face și cu armătură dispusă în zona superioară a plăcii, tensiunile din precomprimare, în ansamblu, sînt nerațional folosite, ceea ce conduce la sporirea cantității de armătură și la reducerea eficienței precomprimării. Pentru a îmbunătăți comportarea sistemelor precomprimate cu armătură dispusă numai la partea inferioară a plăcilor și totodată pentru a prelua eforturile de întindere ce apar la partea superioră a lor, în zona de reazem, se introduce armătura suplimentară nepretensionată, care duce la sporirea consumului de oțel, fără însă a rezolva satisfăcător comportarea panoului precomprimat în zona de margine.

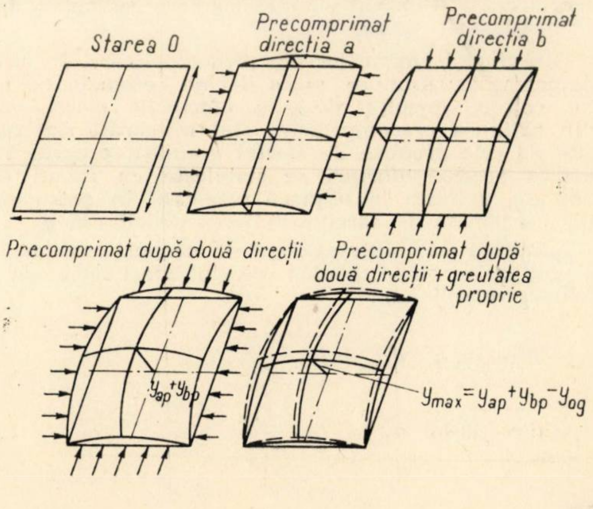
Un alt dezavantaj, pe care-l prezintă sistemele de panouri precomprimate după două direcții, experimentate în străinătate, constă în modul de blocare a corzilor, care se face individual, ceea ce conduce la necesitatea folosirii unui mare număr de blocaje. Acest mod de pretensionare a armăturilor nu permite executarea unor bucle care sînt necesare pentru a se asigura continuitatea plăcilor în dreptul reazemelor, respectiv monolitizarea lor cu alte elemente de rigidizare a construcțiilor, ceea ce le face inutilizabile în regiunile cu grad ridicat de seismicitate ; aceleași cauze împiedică folosirea unor astfel de panouri în construcțiile executate în cofraje glisante.

Avînd în vedere aceste dezavantaje cum și necesitatea găsirii unor soluții eficiente pentru rezolvarea planșeelor construcțiilor din panouri mari, planșeelor prefabricate la construcțiile în cofraje glisante și rezolvarea mai avantajoasă a plăcilor elementelor spațiale, I.S.C.M. oraș Gheorghe Gheorghiu-Dej, împreună cu Catedra de beton armat a Facultății de construcții Iași, au întreprins o serie de studii și încercări pentru realizarea unor noi prototipuri de panouri precomprimate pe două direcții, la care armătura, dispusă după două direcții, să urmărească trasee poligonale și să se poată executa după o tehnologie simplă, aplicabilă cu mici modificări la o producție de serie.

II. DESCRIEREA SOLUȚIEI

Prototipul panoului de planșeu precomprimat pe două direcții, experimentat în orașul Gheorghe Gheorghiu-Dej, a fost proiectat cu dimensiunile geometrice apropiate de cele ale planșeelor similare, folosite la construcțiile din panouri mari, precum și de cele ale plăcilor de planșeu întrebuințate la construcțiile executate în cofraje glisante ; aceasta pentru a se asigura condiții de introducere imediată în practică a panourilor precomprimate și pentru a se putea face o comparare cît mai corectă a indicilor tehnico-economici obținuți la sistemul experimental, în ra-

Fig. 1. Ipotezele de deformare a plăcilor din efectul precomprimării după cele două direcții și al greutății proprii


Starea 0
Precomprimat direcția a
Precomprimat direcția b
Precomprimat după două direcții
Precomprimat după două direcții + greutatea proprie
$y_{ap}+y_{bp}$
$y_{max}=y_{ap}+y_{bp}-y_{og}$

---

*) Autorii în ordine alfabetică.

port cu sistemele folosite în practica construcțiilor din țara noastră și din străinătate.

Astfel, s-au adoptat, pentru panourile de planșeu experimentate, dimensiunile de 2,95 × 4,80 m și grosimea de 8 cm ; pentru realizarea lor s-a folosit un beton de marca B 400 și o armătură preîntinsă, alcătuită din sîrmă SBP împletită cu 2 Ø 3 mm.

Față de panourile experimentate și aplicate în practică în străinătate, prototipul de panou elaborat se caracterizează prin modul de dirijare a tensiunilor din precomprimare, care se obține prin devierea traseelor sîrmelor la 1/5 din deschidere precum și prin modul de realizare a buclelor necesare prinderii panourilor în elementele de rigidizare antiseismice (în vederea asigurării continuității plăcilor).

Pentru calculul plăcilor precomprimate pe două direcții, s-a elaborat o metodă simplificată care a permis, fără a se recurge la un volum important de operații, să se determine, cu suficientă precizie, eforturile din precomprimare și săgețile după transfer.

În sistemul de calcul folosit, propus de autori, pentru proiectarea plăcilor precomprimate după două direcții, s-a admis ipoteza că precomprimarea după o direcție nu influențează decît neesențial starea de eforturi după cealaltă direcție ; aceasta datorită faptului că efectul precomprimării, ce acționează după o direcție, produce, după cealaltă direcție, numai deplasări, care practic nu sînt împiedicate (fig. 1). Valabilitatea acestei ipoteze a fost confirmată prin rezultatele obținute la experimentare.

Admițînd această ipoteză, valabilitatea legii de proporționalitate și ipoteza secțiunilor plane, eforturile normale din precomprimare în beton, în fibra inferioară și cea superioară, din secțiunile paralele cu cele două direcții *a* și *b*, se calculează cu relațiile (1) :

$$\sigma^{i,s}_{a,p} = \frac{N_{o,a}}{A_{i,a}} \pm \frac{N_{o,a}\,e_a}{W^{i,s}_{i,a}};$$

$$\sigma^{i,s}_{b,p} = \frac{N_{o,b}}{A_{i,b}} \pm \frac{N_{o,b}\,e_b}{W^{i,s}_{i,b}}; \qquad (1)$$

în care s-a notat cu :

$\sigma^{i,s}_{a,p}$, $\sigma^{i,s}_{b,p}$ — efortul unitar normal în beton după direcția *a* și *b*, în fibra inferioară și superioară a plăcii ;

$N_{o,a}$, $N_{o,b}$ — forța din precomprimare după direcția *a*, respectiv *b* ;

$A_{i,a}$, $A_{i,b}$ — aria echivalentă a secțiunii normale, paralele cu latura *a*, respectiv *b* ;

$W^{i,s}_{i,a}$, $W^{i,s}_{i,b}$ — modulul de rezistență al secțiunii echivalente normale, paralele cu latura *a*, respectiv cu latura *b*, calculat pentru fibra inferioară și superioară ;

e_a, e_b — excentricitățile cu care se aplică forțele N_o.

Din efectul eforturilor din precomprimare, în urma deformațiilor produse, placa devine rezemată pe patru colțuri. Rezultă deci că eforturile determinate din acțiunea precomprimării sînt micșorate sau sporite de cele produse de efectul greutății proprii. Valoarea acestor eforturi se stabilește cu relații cunoscute, aplicate la o placă rezemată în patru colțuri, acționată de sarcina uniform distribuită *g*.

Admițînd valabilitatea legii de proporționalitate și a secțiunilor plane, pentru calculul eforturilor pot fi folosite relațiile (2) :

$$\text{pe direcția } a \quad \sigma^{i,s}_{a,g} = \mp \frac{M_{a,g}}{W^{i,s}_{i,a}};$$

$$\text{pe direcția } b \quad \sigma^{i,s}_{b,g} = \mp \frac{M_{b,g}}{W^{i,s}_{i,b}}; \qquad (2)$$

unde $M_{g,a}$ și $M_{g,b}$ sînt momentele încovoietoare produse de greutatea proprie, după direcția *a* și *b*, considerînd placa simplu rezemată în cele patru colțuri, și care se calculează cu relațiile :

$$M_{g,a} = \alpha_a b^2 g;$$
$$M_{g,b} = \alpha_b a^2 g;$$

în care α_a și α_b se determină în funcție de $\gamma = \frac{a}{b}$ din tabele *).

Final, deci după transfer, fără a lua în considerație pierderile de tensiuni, eforturile în beton pot fi calculate prin însumarea eforturilor stabilite cu relațiile (1) și (2) (cu semnele respective) :

$$\sigma^{i,s}_{a} = \sigma^{i,s}_{ap} + \sigma^{i,s}_{ag};$$
$$\sigma^{i,s}_{b} = \sigma^{i,s}_{bp} + \sigma^{i,s}_{bg}.$$

Calculul eforturilor, la plăcile armate cruciș, pentru sarcinile exterioare ce intervin după montarea plăcilor, se face cu relațiile cunoscute, considerînd sistemul static determinat sau static nedeterminat exterior, după cum se realizează legăturile panourilor cu celelalte elemente ale construcției (înainte de a fi încărcate). Tensiunile finale, în beton și armătură, se determină prin însumarea eforturilor din precomprimare cu cele rezultate din acțiunea greutății proprii (în ipoteza rezemării plăcii pe patru colțuri) și cu eforturile rezultate din acțiunea celorlalte încărcări (în ipoteza rezemării plăcii pe contur simplu, continuu sau încastrată).

Calculul momentelor încovoietoare, pentru dimensionarea plăcilor, se face după metodele cunoscute în stadiul elastic sau la limita deformațiilor plastice, după procedeele folosite pentru calculul plăcilor din beton armat, armate cruciș.

Dimensionarea plăcilor se face la pierderea capacității de rezistență cu coeficient unic de siguranță sau cu coeficienți diferențiați, aplicînd metoda la rupere sau la stări limită pentru calculul betonului precomprimat.

Calculul la starea limită de apariție a fisurilor se face cu metodele cunoscute, reducînd momentul dat de încărcările exterioare cu momentul rezultat din efectul precomprimării.

Săgețile din efectul precomprimării se determină admițînd aceleași ipoteze care au fost luate în considerație la stabilirea eforturilor (fig. 1). Se aplică astfel relațiile cunoscute ale lui Mohr-Maxwell.

Pe direcția *a*, respectiv pe direcția *b*,

$$Y_{ap} = \int \frac{mMa}{EI}\,ds; \; Y_{bp} = \int \frac{mMb}{EI}\,ds. \qquad (4)$$

Săgeata, din acțiunea greutății proprii, s-a determinat în ipoteza rezemării plăcii pe cele patru colțuri, folosind tabelele existente în literatura de specialitate. Astfel, pentru săgeata în centrul plăcii, se folosește relația :

$$Y_{ag} = \omega_{ob} \cdot \frac{gb^4}{D} \cdot Y_{bg} = \omega_{oa} \cdot \frac{ga^4}{D}$$

unde

$$D = \frac{Eh^3}{12\,(1-\mu^2)} \text{ pentru } \mu = \frac{1}{6} \; D \approx \frac{Eh^3}{12},$$

iar $\omega_{o,b,a}$ este un coeficient care se găsește în tabele, funcție de $\gamma = \frac{a}{b}$ *).

Săgeata totală, calculată în centrul plăcii, se obține din însumarea săgeților date de precomprimare după direcția *a* și *b* și datorită efectului de încărcare din greutatea proprie *(g)*

---

*) „Construcții speciale din beton armat", A. Mihul, Ed. Didactică și Pedagogică — București 1964, p. 475—478.

$$y_a = y_b = y_{av} + y_{bv} - y_{og}. \tag{5}$$

Calculele teoretice efectuate au indicat o bună concordanță cu cele rezultate din măsurătorile obținute, ceea ce justifică valabilitatea ipotezelor admise.

III. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE FOLOSITĂ PENTRU EXECUTAREA PANOURILOR EXPERIMENTATE

La stabilirea tehnologiei de execuție a planșeelor precomprimate pe două direcții, s-a avut în vedere necesitatea realizărilor acestor elemente cu un volum minim de investiții, asigurîndu-se totodată atingerea unei productivități ridicate. De asemenea, s-a căutat să se folosească soluții cît mai simple, astfel încît execuția panourilor precomprimate să nu ridice probleme speciale, atît sub aspectul calificării muncitorilor, cît și sub acela al complexității utilajelor folosite.

Din aceste motive, pentru realizarea panourilor, s-au folosit matrițe din beton armat sub forma unor dale cu grosimea de 14 cm și avînd prevăzut pe contur un rebord de 16 cm înălțime, necesar ancorării sîrmelor pînă la transfer.

Matrița a fost armată la partea inferioară cu o plasă din oțel beton Ø 12 mm cu ochiurile de 20 cm, iar rebordurile cu armătură suplimentară din oțel-beton Ø 16 mm, necesară preluării sarcinilor concentrate provenite din presele pentru precomprimare. Pentru a crea posibilitatea de deplasare a matriței din interiorul halei, au fost prevăzute urechi de agățare care au servit și pentru ridicarea ei după turnare.

La turnarea matriței s-a folosit un beton marca B 200, care a fost tratat termic, folosind o serpentină ce s-a înglobat în ea. Această serpentină, alcătuită din țeavă de $^1/_2$", s-a racordat la o instalație de aburi existentă, fiind folosită pentru a asigura tratarea termică a panourilor.

În rebordul pentru ancorarea provizorie a sîrmelor, s-au prevăzut ștuțuri de țeavă, prin care sînt trecute tijele pentru ancorarea și blocarea la capăt a buclelor de îmbinare.

Cea mai dificilă problemă, care a trebuit să fie rezolvată, a fost aceea a deflectării sîrmelor în punctele de frîntură. Pentru rezolvarea ei s-au studiat următoarele variante, reprezentate schematic în figura 2 :

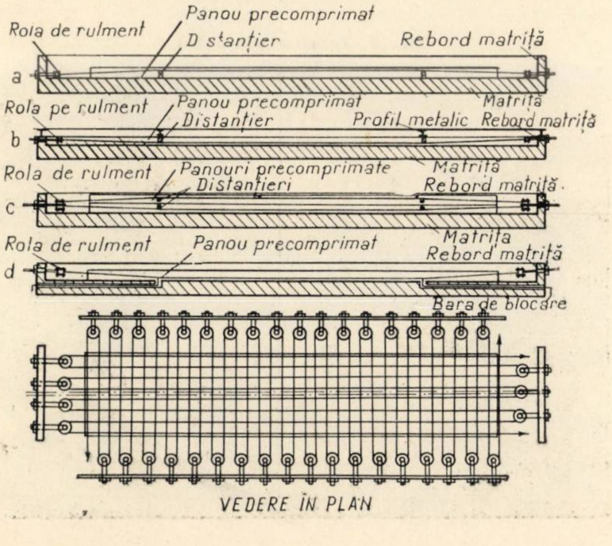
a. Turnarea întoarsă a planșeului și devierea traseului, cu ajutorul unor distanțieri de beton, rezemați de fundul matriței.

b. Turnarea normală și folosirea unor distanțieri din beton, rezemați pe elemente dispuse deasupra matriței.

c. Turnarea consecutivă a cîte două plăci, una dispusă în poziția normală de lucru, iar cealaltă răsturnată, cu distanțieri dubli care îndepărtează sîrmele în dreptul frînturilor.

d. Turnarea normală și întrebuințarea pentru punctele de deviere a unor ancore de sîrmă, fixate provizoriu în matrița de beton.

Fig. 2. Soluții de deviere a armăturilor pretensionate, dispuse după două direcții, la plăcile armate cruciș



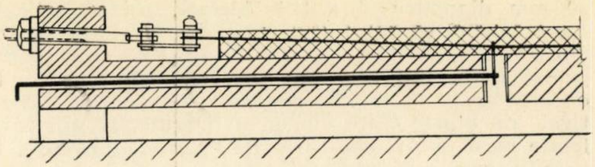


Fig. 3. Dispozitive pentru devierea armăturilor folosite la execuția panourilor

Pentru executarea plăcilor experimentate și aplicate în practică, s-a aplicat soluția d, care asigură o execuție mai simplă, la care pierderile de tensiuni sînt mai reduse, iar protecția armăturii în dreptul frînturii este mai bine asigurată.

La turnarea matriței de beton, s-au introdus ștuțuri de țeavă în dreptul punctelor de deviere a corzilor, în care s-au introdus ancorele din sîrmă. Ștuțurile din țeavă erau prevăzute fiecare cu cîte o țeavă de PVC care, fixată perpendicular pe pereții lor, servea pentru crearea golului necesar introducerii din exterior a tijei de fixare a ancorelor (fig. 3).

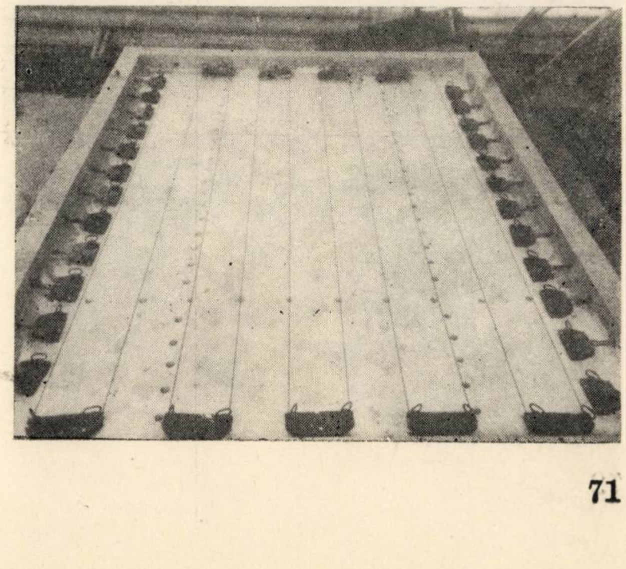
Blocarea sîrmelor a constituit, de asemenea, o problemă destul de dificilă, datorită numărului mare de piese de blocaj necesare pentru planșeu.

Faptul că fiecare sîrmă trebuie blocată la ambele extremități constituie unul dintre marile neajunsuri pe care le prezintă tehnologia actuală de realizare a tensionării armăturilor pe două direcții, atît datorită pierderilor importante de material (determinate mai cu seamă de numărul foarte mare de blocaje), cît și datorită volumului important de manoperă, necesar operațiilor de blocare și transfer.

În același timp, blocarea separată a corzilor nu permite realizarea unor mustăți, sub formă de bucle, cu care să se poată asigura continuitatea plăcilor pe reazeme.

În tehnologia propusă și experimentată, această problemă a fost rezolvată prin folosirea unor elemente de ancoraj alcătuite din tije filetate și role, care asigură desfășurarea continuă a armăturii pretensionate și care, pe lîngă rolul ce-l îndeplinesc de compensare a lungimilor diferite ale sîrmelor, asigură și realizarea buclelor. Elementul de blocare este alcătuit din două platbande, prevăzute cu două goluri circulare, în care sînt introduse două bolțuri de

Fig. 4. Dispunerea dispozitivelor pentru ancorarea sîrmelor la capete de rebordul matriței



50 mm diametru și o tijă filetată, prinsă articulat între cele două plăci (fig. 4 și fig. 6). Compensarea eforturilor din fire se efectuează, pentru sîrmele prinse în același blocaj, prin intermediul sistemului de balanță al blocajului respectiv, iar pentru dispozitivele de blocaj între ele, prin intermediul tijelor filetate care pot fi acționate de cricuri hidraulice, legate în serie, sau pot fi acționate manual.

Instalația de precomprimare este alcătuită din două prese de 60 tf și o pompă tip BAMA, montate pe un dispozitiv special care permite întinderea simultană a tuturor corzilor de pe o latură (fig. 5). Acest dispozitiv este format din două profile I 28, pe care sînt montate cele două prese și pompa, care sînt așezate pe două cărucioare, ce se pot deplasa în niște glisiere fixate în pistă.

Între profilele dispozitivului, se introduc tije, ce se cuplează cu tijele filetate ale dispozitivelor de blocare, care servesc pentru ancorarea provizorie a sîrmelor în dispozitivul folosit pentru întinderea sîrmelor (fig. 5).

Execuția propriu-zisă a planșeului începe prin operația de montare a armăturii. Această operație constă în blocarea capătului corzii, cu ajutorul unui blocaj obișnuit cu pană, și apoi introducerea armăturii prin dornurile elementelor de blocare, în mod succesiv (fig. 6), pînă se armează întreaga placă pe direcția respectivă (fig. 4). Celălalt capăt al corzii se blo-

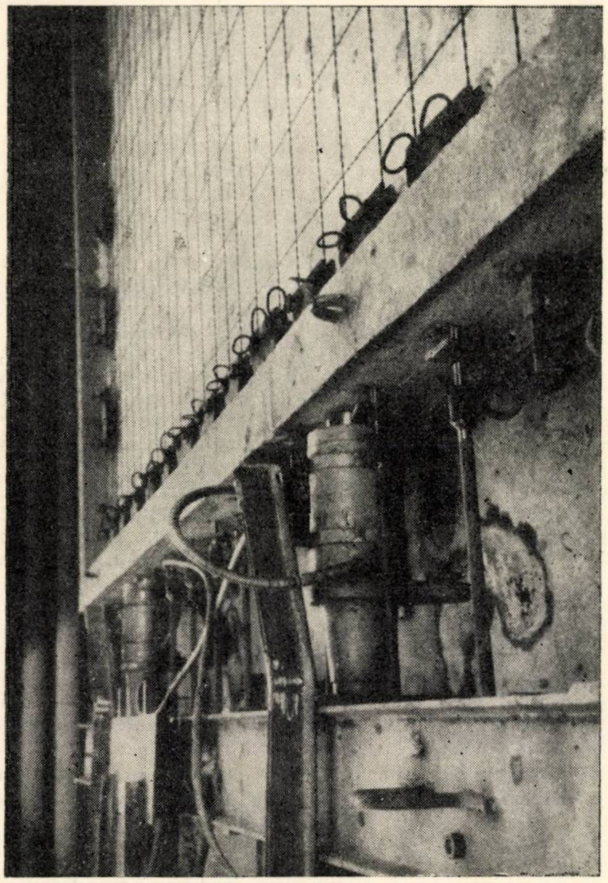
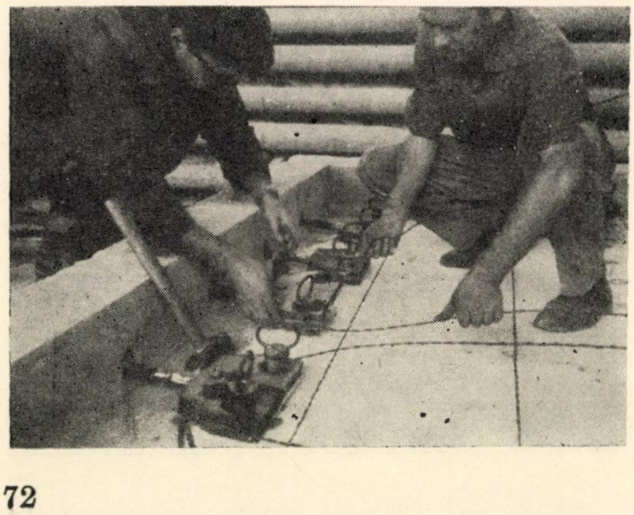


Fig. 5. Pretensionarea armăturii cu prese

Fig. 6. Introducerea armăturii prin dornurile elementelor de blocare



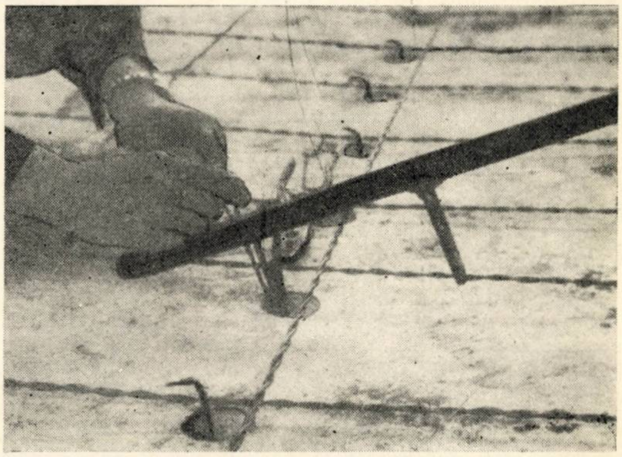


Fig. 7. Modul de deviere a traseului corzilor, fixarea lor în dreptul frînturilor de matriță

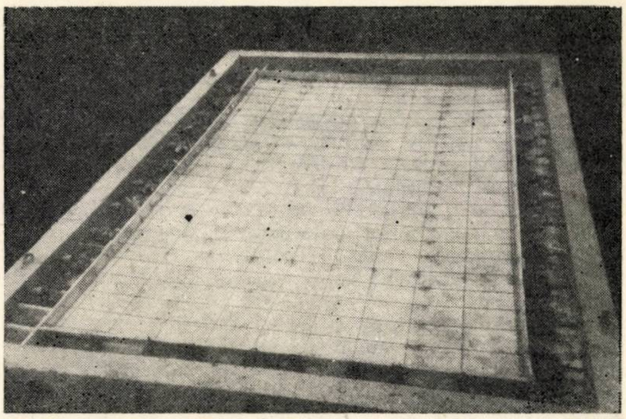
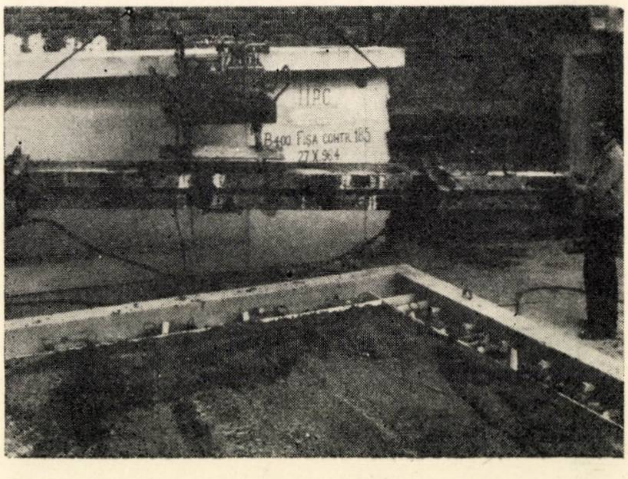


Fig. 8. Aspectul armăturii pretensionate după două direcții dispuse după trasee poligonale

Fig. 9. Turnarea panourilor



chează în rebordul matriţei (de asemenea, cu ajutorul unui blocaj obişnuit). În mod similar, se efectuează armarea după cealaltă direcţie.

Apoi, se execută operaţia de echilibrare a efortului din sîrme, prin acţionarea piuliţelor de pe tijele de blocaj, rezemate de rebordul matriţei.

După terminarea operaţiilor de echilibrare pe ambele direcţii, se trece la montarea pe una din laturi a dispozitivului special de pretensionare şi se cuplează tijele suplimentare de tijele propriu-zise de blocare.

În final, se cuplează presele instalaţiei de precomprimare la pompe, întinzîndu-se, în acest mod, sîrmele, după o direcţie ; se acţionează apoi din nou asupra piuliţelor de pe tijele elementelor de blocare (care în procesul de întindere s-a îndepărtat de rebordul matriţei) pînă cînd se realizează blocarea corzilor în noua poziţie (corespunzătoare alungirii căpătate după întindere).

În acelaşi mod se face în continuare întinderea sîrmelor după cealaltă direcţie.

După terminarea operaţiilor de întindere a sîrmelor, se execută devierea traseului sîrmelor prin ancorarea lor la matriţă (fig. 7, fig. 8) ; apoi se montează rama de contur a panoului şi se execută turnarea betonului (fig. 9), care se tratează termic.

Tratarea termică la panourile executate la I.S.C.M. Gheorghe Gheorghiu-Dej s-a efectuat după următorul program : 2 ore ridicarea temperaturii de la 0° la 80°, 8 ore regim termic constant, în care temperatura avea valoarea de 80°, şi în final 2 ore coborîrea temperaturii de la 80° la 0°. La sfîrşitul perioadei de tratament termic, betonul a căpătat marca B 200, astfel încît s-a putut face transferul efortului de la matriţă la placa de planşeu. Transferul s-a efectuat prin slăbirea piuliţelor de pe tijele de blocare şi prin scoaterea bolţurilor dornurilor de blocaj.

Planşeul gata confecţionat a fost ridicat cu ajutorul cîrligelor de montaj şi transportat la locul de depozitare.

IV. PROPUNERI PENTRU ORGANIZAREA PRODUCŢIEI PANOURILOR PRECOMPRIMATE PE DOUĂ DIRECŢII

Producţia panourilor precomprimate, pe două direcţii, poate fi organizată, atît în fabrici de prefabricate, cît şi pe poligoane, folosind fluxul de fabricaţie pe conveier sau cu matriţe fixe.

Datorită avantajelor economice pe care le prezintă folosirea matriţelor de beton armat, care au însă greutate proprie ridicată, şi ţinînd seamă de dotarea actuală a unităţilor de prefabricate din ţara noastră, considerăm că cel mai raţional flux de producţie pentru etapa actuală este cel cu matriţe fixe.

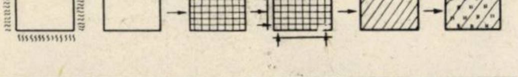
În cazul organizării liniei tehnologice propuse, matriţa de confecţionare constituie ansamblul fix, iar operaţiile de lucru pentru confecţionarea panoului se succed în timp, de la pregătirea matriţei şi pînă la terminarea completă a produsului.

La dimensionarea liniei tehnologice de fabricaţie, s-a plecat de la durata efectivă de confecţionare a unui panou, care este prezentată schematic în figura 10.

Analizînd timpul necesar confecţionării unui panou, rezultă că el este compus din două perioade distincte şi anume :

a) perioada de fabricaţie — 160 minute,
b) tratamentul termic — 800 minute.

Fig. 10. Schema tehnologică de fabricaţie pentru o matriţă



Operaţia	Relaxare armătură	Pregătirea matriţei	Armare	Precomprimare şi devierea corzilor	Turnarea betonului	Tratament termic
Timp necesar	20'	20'	30'	60'	30'	800'
Timp cumulat	160'					800'

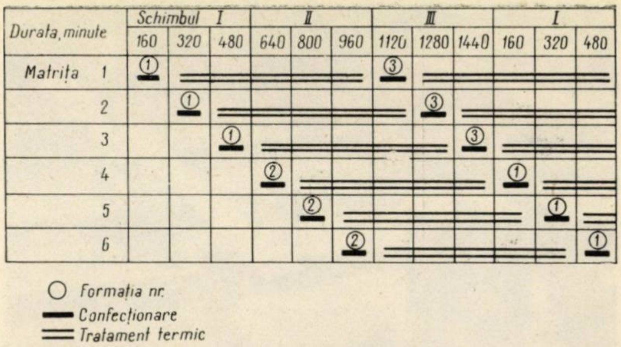


Fig. 11. Grafic de producţie pentru o linie tehnologică de fabricaţie dotată cu şase matriţe

Deoarece perioada activă este cea de fabricaţie, s-a dimensionat numărul necesar de matriţe pentru trei schimburi de lucru. În funcţie de acest timp, urmează ca aceeaşi formaţie de lucru să lucreze la mai multe matriţe.

Graficul de producţie, pentru o linie tehnologică de producţie dotată cu şase matriţe, este prezentat în figura 11.

Indicii de producţie calculaţi pentru această linie sînt următorii :

— numărul de matriţe pentru o linie	buc.	6
— numărul de formaţii	buc.	6
— numărul muncitorilor dintr-o formaţie	—	4
— productivitatea plăci/matriţă/24 ore	buc.	1,5
— productivitatea plăci/om schimb	buc.	0,75
— productivitatea liniei plăci/24 ore	buc.	9.

Întrucît suprafeţele utile şi celelalte dotaţii depind de dimensiunile plăcilor ce urmează să fie produse, nu s-au calculat indicii referitori la volumul investiţiilor, aceasta urmînd să se efectueze de la caz la caz.

Menţionăm, totuşi, că sub aspectul complexităţii utilajelor cu care urmează să fie dotată această linie tehnologică, ea nu depăşeşte nivelul existent al trusturilor regionale de construcţii.

V. ÎNCERCAREA PANOURILOR ŞI A PLANŞEELOR *)

Pentru determinarea modului de comportare a panourilor precomprimate după două direcţii, cu armătura dispusă după trasee poligonale, şi a planşeelor alcătuite din astfel de panouri, cu şi fără realizarea continuităţii, la acţiunea sarcinilor gravitaţionale şi orizontale, cît şi la transfer, au fost efectuate o serie de încercări care au permis să se tragă unele concluzii cu privire la ipotezele de calcul şi siguranţa la exploatare a acestui sistem.

1. Determinarea deplasărilor şi a stărilor de tensiuni la transfer

Modul de deformare a panourilor precomprimate şi stările de tensiuni produse din precomprimare şi greutatea proprie au fost stabilite pe un număr de trei panouri. Săgeţile au fost înregistrate cu comparatoare cu precizie 1/100 mm, iar tensiunile de la faţa superioară a plăcii cu ajutorul traductorilor rezistivi, cu baza de 100 mm (fig. 12). În figura 13 sînt prezentate curbele corespunzătoare panoului deformat. Diagramele deplasărilor, după cele două axe de simetrie ale plăcilor, ilustrează modul de deformare independent, după cele două direcţii. Au fost verificate ipotezele folosite la calculul tensiunilor şi al deformaţiilor, prin care s-a admis că eforturile şi deformaţiile

---

*) Încercarea a fost efectuată cu concursul ing. asist. M. Patraş şi A. M. Zăicescu (Catedra de beton armat, Inst. Politehnic Iaşi).

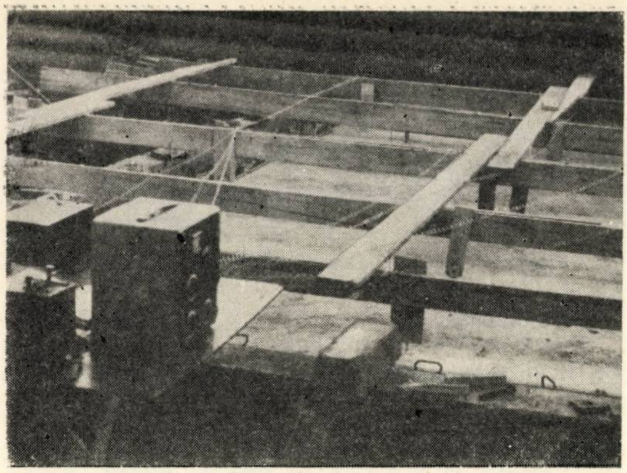


Fig. 12. Aspectul încercării panoului la transfer

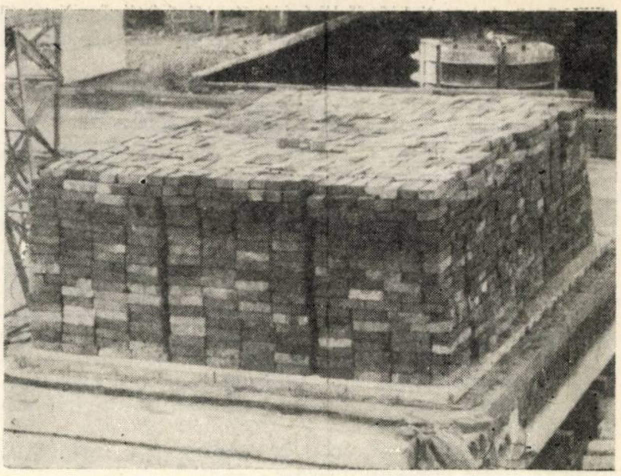


Fig. 14. Încărcarea panourilor simplu rezemate pe contur la încercare

produse de efectul precomprimării, după o direcţie, nu sînt influenţate decît neesenţial de eforturile din efectul precomprimării după cealaltă direcţie. Din analiza stării de fisurare, din efectul precomprimării combinat cu efectul din greutatea proprie a plăcii, nu s-au observat fisuri în zona centrală a panoului la nici unul din panourile verificate.

2. Determinarea comportării sub sarcină a unui panou

Încercarea panoului s-a făcut pe un element precomprimat, în ipoteza simplei rezemări pe contur, pînă la pierderea capacităţii de rezistenţă.

Încărcarea s-a realizat cu ajutorul cărămizilor dispuse în pătrate de 1 m^2 suprafaţă, pentru a elimina efectul de boltă (fig. 14).

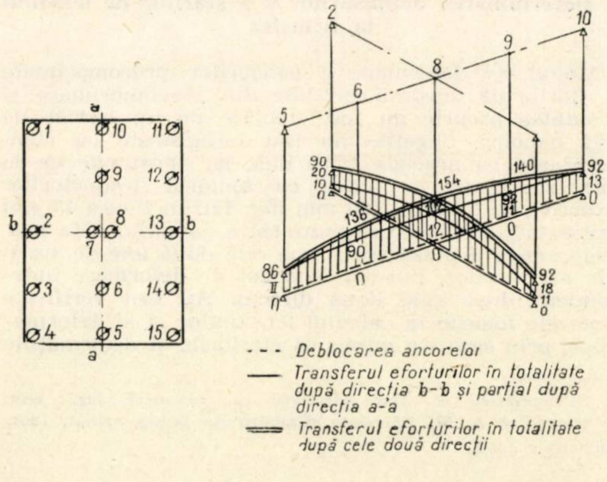
Pentru urmărirea deformaţiilor a fost montat un număr de şapte microcomparatoare şi un fleximetru în punctele caracteristice.

Încărcarea a fost efectuată în trepte de 100 kgf/m^2 pînă la o sarcină de 1 824 kgf/m^2, cînd a trebuit să fie întreruptă, din motive de securitate pentru personalul de deservire, fără însă să se rupă planşeul.

Fisurarea s-a produs brusc la o încărcare de 960 kgf/m^2, corespunzător unui coeficient de siguranţă de 2,13.

Încărcarea la care s-a oprit încercarea a corespuns unui coeficient de siguranţă egal cu 4,1, pentru care s-a considerat şi pierderea capacităţii de rezistenţă. Curba caracteristică încărcare-săgeată, pentru punctul central al planşeului, este dată în figura 16.

Fig. 13. Deformaţiile planşeului după transferul eforturilor


a
1
10
11
9
12
b
2
8
7
13
b
3
6
14
4
5
15
a
2
10
9
8
6
5
90
20
10
0
154
140
92
13
0
136
102
92
11
12
0
90
0
86
II
0
0
92
18
11
0
--- Deblocarea ancorelor
—— Transferul eforturilor în totalitate după direcţia b-b şi parţial după direcţia a-a
═══ Transferul eforturilor în totalitate după cele două direcţii

Diagramele săgeţilor arată o comportare elastică a elementului, pînă la o sarcină apropiată de sarcina de fisurare, iar modul de formare şi de dezvoltare a fisurilor indică o conlucrare bună a armăturii cu betonul (fig. 15). Modul de formare a fisurilor scoate în evidenţă formarea articulaţiilor plastice, care este similară cu cea întîlnită la plăcile din beton armate cruciş.

3. Determinarea capacităţii portante a îmbinării de continuitate la acţiunea forţelor orizontale

S-au încercat şase îmbinări realizate pe plăci precomprimate de 120 × 60 cm, legate între ele două cîte două prin trei moduri de prindere (fig. 17 a, b şi c ; fig. 18 a, b şi c).

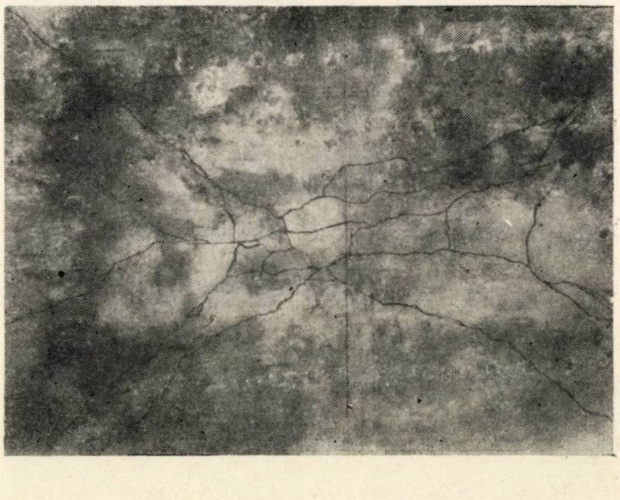
Exercitînd asupra lor un efort de întindere (fig. 19), toate cele trei moduri de armare a prinderilor au cedat prin epuizarea capacităţii portante a sîrmelor şi nu prin cedarea îmbinării.

Astfel, s-a determinat, pentru prinderea pe direcţia lungă, o capacitate portantă de 11 500 kgf/m, corespunzătoare buclelor de 20 cm lungime, iar pentru direcţia scurtă o capacitate de 7 800 kgf/m, corespunzătoare buclelor de 33 cm lungime.

4. Încercarea unui planşeu alcătuit din trei panouri, pînă la pierderea capacităţii de rezistentă

Pentru a urmări efectul realizat prin dispunerea armăturilor după trasee poligonale, cît şi a continuităţii pe reazem, obţinut prin intermediul buclelor, s-a efectuat încercarea unui planşeu alcătuit din trei panouri, panoul de colţ avînd realizată continui-

Fig. 15. Distribuţia fisurilor la partea inferioară a plăcii



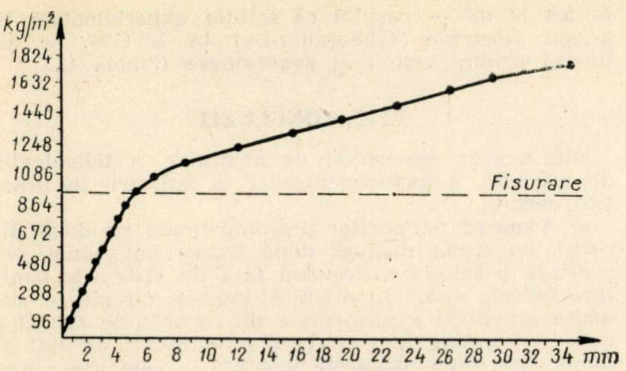


Fig. 16. Curba deformaţii-încărcare pentru punctul central al plăcii

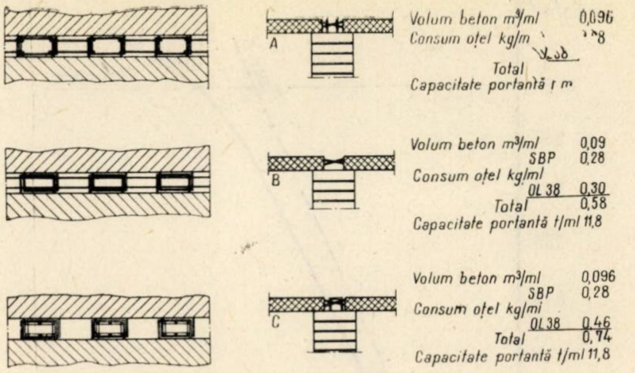

A
Volum beton m³/ml 0,096
Consum oţel kg/m
Total
Capacitate portantă
B
Volum beton m³/ml 0,09
SBP 0,28
Consum oţel kg/ml
OL 38 0,30
Total 0,58
Capacitate portantă t/ml 11,8
C
Volum beton m³/ml 0,096
SBP 0,28
Consum oţel kg/ml
OL 38 0,46
Total 0,74
Capacitate portantă t/ml 11,8

Fig. 17. Modul de concepţie a realizării continuităţii pe reazem

tatea, după două laturi adiacente, iar după celelalte două laturi fiind simplu rezemat (fig. 20).

Din rezultatul încercărilor, s-au tras următoarele concluzii :

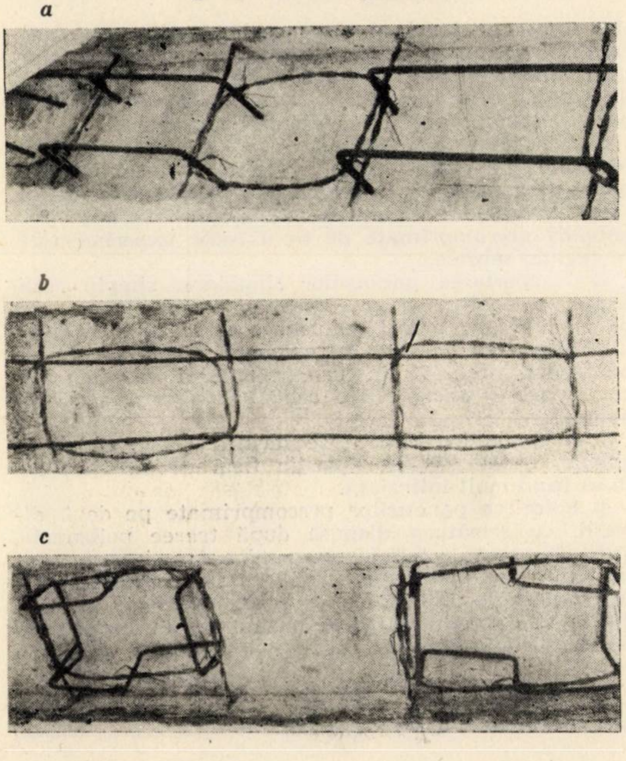
— Pînă la sarcina de exploatare nu au apărut fisuri, comportarea plăcilor putînd fi considerată elastică, săgeţile remanente fiind în jurul a 3,3%—5% din mărimea săgeţilor maxime (fig. 21).

— Primele fisuri, după cum era de aşteptat, au apărut în zona de continuitate la o încărcare de circa 480 kg/m² (în cazul planşeelor curente ce vor fi folosite în practică la niveluri intermediare, situaţia comportării zonei de continuitate este îmbunătăţită prin acţiunea favorabilă a încărcării transmise de pereţi, care calcă pe marginea plăcii prefabricate).

— Curba caracteristică săgeată-încărcare pentru panoul central este dată de figura 21. Săgeata la sarcina de exploatare este de 1/2 530 din deschidere, iar la încărcarea de trei ori sarcina de exploatare, săgeata este de 1/650 din deschidere.

— În cîmp, primele fisuri au apărut la sarcina de circa 1 086 kg/m², corespunzător unui coeficient de siguranţă de 2,43, indicînd zonele de formaţie ale articulaţiilor plastice din efectul momentelor pozitive.

Fig. 18. Îmbinări experimentate



În ansamblu, plăcile încercate au prezentat o comportare deosebit de bună.

VI. INTRODUCEREA ÎN PRACTICĂ A SISTEMELOR EXPERIMENTATE

În urma verificării comportării sub încărcări a prototipului de panou precomprimat pe două direcţii, I.S.C.M. oraş Gheorghe Gheorghui-Dej a trecut la fabricarea în serie a acestor piese şi la folosirea lor curentă, pentru realizarea elementelor spaţiale din beton de granulit destinate lucrărilor de organizare (fig. 22).

De asemenea, pe şantierele I.S.C.M. oraş Gheorghe Gheorghiu-Dej, aceste panouri urmează a fi folosite pentru înlocuirea unor planşee la construcţiile de locuinţe cu structura din zidărie portantă (P. Neamţ, Săvineşti).

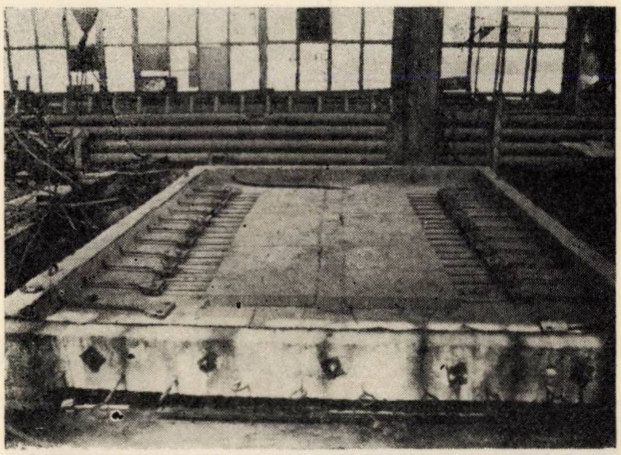
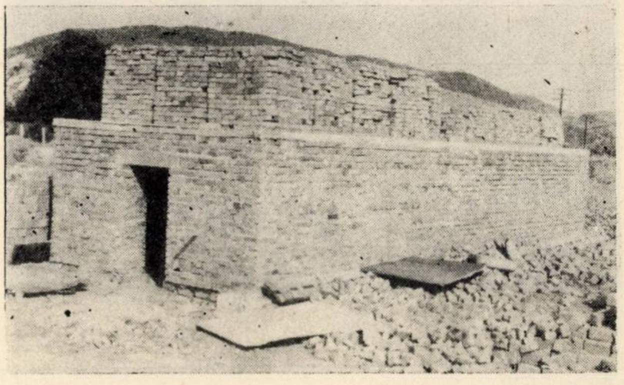


Fig. 19. Modul de acţionare asupra îmbinării panourilor

Fig. 20. Încercarea planşeului din trei panouri cu continuitate după două laturi



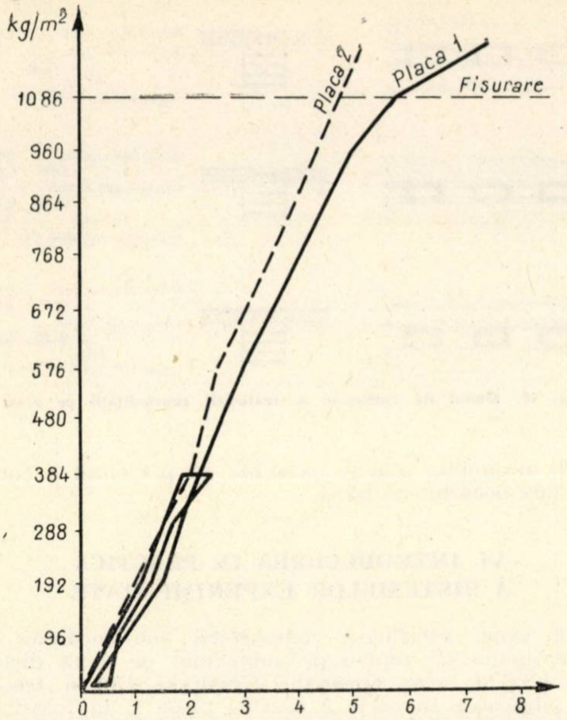


Fig. 21. Curba caracteristică săgeată-încărcare pentru placa centrală (1) și una din plăcile marginale (2)

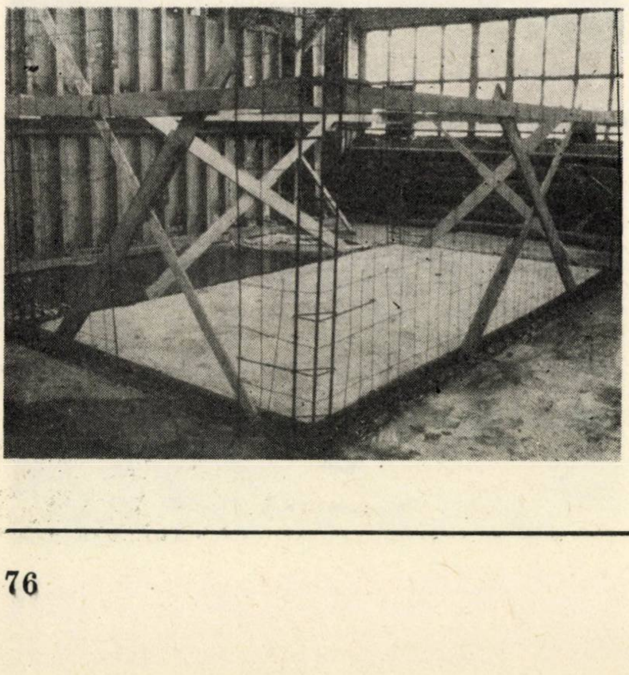
În continuare, urmează să se efectueze încercări în vederea întrebuințării lor la construcțiile executate în cofraje glisante, cu planșeele realizate sub formă de panouri prefabricate de dimensiunile unei camere.

Perspective deosebit de avantajoase prezintă panourile precomprimate pe două direcții și pentru executarea platformelor demontabile, necesare macaralelor pe pneuri cu capacitate mare de ridicare, folosite curent pe șantierele D.G.C.M.U.C.R. la montarea prefabricatelor grele.

VII. CONSIDERAȚII TEHNICO-ECONOMICE

Din compararea principalilor indici tehnico-economici ai planșeelor — consumul de beton și oțel raportat la m² — rezultă că soluția experimentată în orașul Gheorghe Gheorghiu-Dej la I.S.C.M. se situează printre cele mai avantajoase (tabela 1).

Fig. 22. Element spațial executat în cadrul I.S.C.M. Gheorghe Gheorghiu-Dej cu planșeu alcătuit din panou precomprimat pe două direcții



VIII. CONCLUZII

Din analiza concepției de alcătuire, a tehnologiei de execuție, a experimentărilor și aplicării în practică, rezultă :

a) Armarea panourilor precomprimate pe două direcții, cu sîrmă dispusă după trasee poligonale, reprezintă o soluție superioară față de sistemele similare folosite astăzi în practică, întrucît permite eliminarea armăturii suplimentare din zonele de margine, ceea ce conduce la reducerea consumului de oțel al panourilor, fiind asigurată totodată o comportare mai bună a panoului la acțiunea sarcinilor exterioare.

b) Realizarea buclelor de contur permite dispunerea armăturii pretensionate continuu, fiind astfel simplificată tehnologia de pretensionare a sîrmelor, asigurîndu-se totodată realizarea continuității pe reazem a plăcilor, ceea ce deschide perspective largi de folosire a panourilor precomprimate pe două direcții, în regiuni seismice.

c) Ipoteza secțiunilor plane, legea de proporționalitate între efort și deformație și faptul că precomprimarea pe o direcție nu influențează decît neesențial starea de tensiuni după cealaltă direcție, verificate de rezultatele experimentale, permit, fără dificultate, stabilirea mărimii tensiunilor și a deformațiilor din precomprimare, ceea ce poate constitui o bază de calcul pentru proiectarea panourilor.

Tabela 1

Nr. crt.	Soluția de planșeu	Consum beton (cm/m²)	Consum oțel (kg/m²)	
			Total	SBP
0	1	2	3	4
1	Grinzi precomprimate cu corpuri de umplutură	11,6	4,2	1,6
2	Fîșii precomprimate cu goluri ovale	8,3	4	2
3	Dulapi precomprimați cu suprabetonare	8	4,3	1,1
4	Fîșii STASA	9	1,9	1,9
5	Panouri precomprimate cu armături după trasee poligonale	8	1,1	1,1

d) Pierderea capacității de rezistență a îmbinărilor, realizate prin intermediul buclelor, la acțiunea forțelor orizontale, se produce prin ruperea sîrmelor, ceea ce asigură folosirea planșeelor realizate din panouri precomprimate de tipul celor experimentate, în regiuni seismice.

e) Comportarea panourilor singulare, simplu rezemate pe contur, și a planșeelor confecționate din panouri, la care a fost realizată continuitatea în dreptul reazemelor, a scos în evidență mari rezerve de rezistență, obținută în urma modului favorabil de conlucrare în ansamblu a armăturii pretensionate cu betonul.

f) Articulațiile plastice se formează similar ca la plăcile armate cruciș, apariția fisurilor în zona întinsă fiind mult întîrziată.

g) Folosirea panourilor precomprimate pe două direcții, cu armătura dispusă după trasee poligonale, prezintă avantaje tehnico-economice deosebite, în special în ceea ce privește reducerea substanțială a consumului de oțel, ceea ce poate conduce, în condițiile unei producții corespunzătoare, la importante reduceri ale prețului de cost.

Calculul static de ordinul II și stabilitatea cadrelor etajate cu zidărie de umplutură

Ing. E. Keintzel

Tendinţa de a pune în evidenţă rezervele reale de rezistenţă ale cadrelor etajate cu zidărie de umplutură, evitînd supradimensionările inutile, a dus la elaborarea unor procedee de calcul static, care ţin seamă de conlucrarea zidăriei de umplutură cu cadrul la preluarea sarcinilor orizontale [4, 10, 13]. În lucrarea de faţă se extind aceste procedee şi asupra calculului static de ordinul II, respectiv asupra calculului stabilităţii cadrelor etajate cu zidărie de umplutură.

După cum se arată într-un exemplu de calcul, aplicarea relaţiilor de mai jos poate duce la obţinerea unor economii apreciabile de oţel-beton la dimensionarea stîlpilor de beton armat, făcînd parte din cadre cu zidărie de umplutură, mai ales la construcţii cu stîlpi înalţi, unde considerarea flexibilităţii stîlpilor poate avea o influenţă însemnată asupra dimensionării.

1. CALCULUL STATIC DE ORDINUL II AL STÎLPILOR DE BETON ARMAT, COMPRIMAŢI EXCENTRIC, DUPĂ NORMATIVUL P8–62.

Normativul P8-62 [1] prevede un calcul static de ordinul II al stîlpilor de beton armat, comprimaţi excentric, adică un calcul care ţine seamă de creşterea excentricităţii forţei axiale din cauza deformării stîlpului (vezi [12] fig. XVI), fenomen denumit în normativ în mod convenţional „influenţa flambajului".

În general, creşterea excentricităţii forţei axiale într-un stîlp de cadru (adică creşterea momentelor), datorită deformării stîlpilor, se poate calcula prin următoarele procedee:

A 1. Calculul „exact". Momentele şi deplasările structurii se determină printr-un calcul, bazat pe rezolvarea ecuaţiilor diferenţiale ale deformatelor, ecuaţii diferenţiale ce ţin seamă de influenţa forţelor axiale în barele deformate asupra momentelor [14].

A 2. Se calculează mai întîi momentele M_o şi deplasările y_o ale structurii, neţinînd seamă de influenţa forţelor axiale asupra acestor mărimi, apoi se calculează creşterea $\Delta_1 M$ a momentelor, datorită aplicării sarcinilor pe structura deformată, avînd deplasarea y_0, apoi creşterea $\Delta_1 y$ a deplasărilor, datorită momentelor $\Delta_1 M$, apoi creşterea $\Delta_2 M$ a momentelor, datorită deplasărilor $\Delta_1 y$ etc. [11, 15]. Momentele şi deformaţiile se calculează prin iteraţie, procesul de iteraţie fiind repede convergent în cazul unor forţe axiale destul de depărtate de forţele critice. Relaţiile deduse în această lucrare se bazează pe procedeul *A* 2.

B. Se aproximează creşterea momentelor M_o (respectiv a excentricităţilor $e_o = M_o/N$) pe o bară comprimată excentric, datorită deformării barei, prin relaţia

$$M_o + \Delta M = \frac{M_o}{1 - \frac{N}{N_f}}, \tag{1}$$

relaţie ce pune în evidenţă legătura între calculul static de ordinul II şi stabilitatea barelor şi în care N_f reprezintă forţa critică, calculată prin relaţia lui Euler

$$N_f = \frac{\pi^2 E I_s}{l_f^2}.$$

Relaţia (1) este dedusă în ipoteza că, prin acţiunea forţei axiale, cresc momentele şi deplasările în toate punctele, proporţional cu valoarea lor iniţială, forma curbei momentelor şi a liniei elastice rămînînd neschimbate.

Calculul static de ordinul II, prevăzut în normativul P8-62, foloseşte procedeul B: după ce s-au determinat prin calculul static al structurii momentele M_o, la dimensionarea elementelor comprimate excentric se amplifică aceste momente cu un factor η, determinat după relaţia (1).

Se menţionează că aplicarea relaţiei (1), stabilită în domeniul elastic, la elemente de beton armat, la care pierderea stabilităţii se produce în domeniul comportării plastice, nu este justificată teoretic.

În [1] se foloseşte totuşi relaţia (1) pentru calculul valorilor η; se introduce însă în această relaţie o valoare redusă a modulului de elasticitate al betonului armat, stabilită experimental, $E_b = 500\ R_i$ ([12] p. 368). Se recomandă ca în calculul static de ordinul II al cadrelor, dat în această lucrare, să se introducă aceeaşi valoare E_b.

Spre deosebire de procedeele A1 şi A2, în procedeul B, aplicat cadrelor etajate, conform normativului P8-62, se amplifică numai momentele în stîlpi, neţinînd seamă de faptul că momentele amplificate de la capetele stîlpilor ar trebui distribuite şi la rigle. Dimensionarea se face deci pe baza unor momente ce nu verifică condiţia de echilibru al momentelor în jurul unui nod, momentele neechilibrate putînd fi importante în cazul unor valori η mari [8]. Se ajunge ca atare la o armare neraţională, cu stîlpi supradimensionaţi şi rigle subdimensionate. Din aceste motive procedele A1 şi A2, pentru calculul static de ordinul II al cadrelor, sînt superioare procedeului B, aplicat conform normativului P8-62.

2. RIGIDITATEA CADRELOR ETAJATE CU ZIDĂRIE DE UMPLUTURĂ

Rigiditatea unui cadru etajat cu zidărie de umplutură se poate calcula ca suma rigidităţii cadrului şi a rigidităţii umpluturii.

După E. Ţiţaru şi A. Cişmigiu, rigiditatea la lunecare a zidăriei de umplutură din planul unui cadru, la nivelul k, se poate considera în mod aproximativ [4]:

$$S_{zk} = 0{,}2\ A_{zk}\ E_z \tag{2}$$

unde s-a notat

A_{zk} — suma ariilor nete în plan ale panourilor de zidărie de umplutură la nivelul k, din care s-au scăzut golurile de uşi şi ferestre şi plinurile dintre goluri cu $h/b > 3$;

E_z — modulul de elasticitate al zidăriei.

Atunci cînd se constată, în urma distribuirii sarcinilor orizontale la zidăria de umplutură şi la schelet, că zidăria de umplutură nu poate prelua sarcinile ce-i revin, se neglijează capacitatea de rezistenţă a zidăriei de umplutură, iar pentru rigiditatea zidăriei, ce se consideră degradată, se poate lua după [10] pag. 187, 20–30% din rigiditatea iniţială.

Remarcăm că relaţia (2) nu reprezintă decît o aproximaţie a fenomenelor reale. În realitate, modulul de elasticitate transversal al zidăriei variază, în funcţie de mărimea deformaţiei, între 0,75 E_z şi 0,25 E_z ([10] fig. 87). Relaţia (2) fiind stabilită pe baza valorii minime a modulului de elasticitate transversal al zidăriei, $G_z = 0{,}25\ E_z$, corespunzînd deformaţiilor mari, rigiditatea reală a zidăriilor de umplutură va fi în general mai mare decît cea calculată prin relaţia (2), folosirea relaţiei (2), pentru aprecierea rigidizării construcţiilor prin zidăria de umplutură, fiind ca atare acoperitoare.

Caracterul aproximativ al relaţiei (2) face inutil un calcul foarte exact al rigidităţii cadrului ce se rigidizează prin zidăria de umplutură. Ca atare, în cele ce urmează se vor deduce şi pentru rigiditatea cadrelor etajate formule aproximative, mult simplificate.

Se arată în [9] că rigiditatea, faţă de forţe orizontale, a unui cadru etajat se poate calcula cu exactitate mare, chiar în cazul cînd rotirile nodurilor situate la acelaşi nivel diferă mult între ele, considerînd în calcul un cadru înlocuitor echivalent, redus la un stîlp echivalent şi cîte o riglă echivalentă la fiecare nivel, rigidităţile acestor elemente fiind egale cu sumele rigidităţilor elementelor reale corespunzătoare.

În figura 1 s-a reprezentat un grup de trei noduri ale unui cadru înlocuitor echivalent.

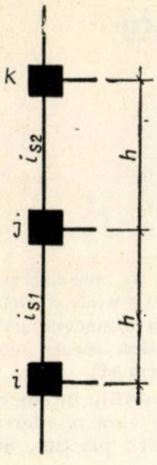


Fig. 1

Notînd

θ_i, θ_j, θ_k — distorsiunile nodurilor i, j, k ;

$i = \frac{I}{l}$ — rigiditatea practică a unei bare ;

Q_{jk} — forţa tăietoare, acţionînd bara jk ;

şi aplicînd relaţiile din [3], ecuaţia nodului j devine

$$-\theta_i\, i_{s1} + \theta_j\,(i_{s1} + 6\, i_r + i_{s2}) - \theta_k\, i_{s2} = \frac{Q_{ij} + Q_{jk}}{2\,E}\, h. \quad (3)$$

Pentru rotirea stîlpului jk rezultă din relaţiile date în [3] şi în [9]

$$\psi_{jk} = \frac{\overline{M}_{jk}}{6\,E\,i_{s2}} + \frac{\theta_j + \theta_k}{2} = \frac{Q_{jk}\, h}{12\,E\,i_{s2}} + \frac{\theta_i + \theta_k}{2}. \quad (4)$$

Se mai introduc unele simplificări, în funcţie de cazul particular considerat.

Cazul 1. Nivelul intermediar al unui cadru etajat. Se introduc următoarele simplificări :

— distorsiunile la trei noduri consecutive, avînd valori apropiate, se admite

$$\theta_i = \theta_j = \theta_k = \theta\,;$$

— se neglijează în relaţia (3) diferenţa între forţele tăietoare a două niveluri consecutive, admiţînd

$$Q_{ij} = Q_{jk} = Q.$$

Din relaţia (3) rezultă

$$\theta = \frac{Q}{6\,E}\, \frac{h}{i_r}. \quad (5)$$

Introducînd expresia (5) în relaţia (4), se obţine pentru unghiul de rotire al stîlpilor unui nivel intermediar

$$\psi = \frac{Q}{12\,E}\, \frac{h}{i_s}\, \frac{i_r + 2\, i_s}{i_r}. \quad (6)$$

Notînd

$$S = \frac{i_s}{h}\, \frac{i_r}{i_r + 2\, i_s}, \quad (7)$$

relaţia (6) devine

$$\psi = \frac{Q}{12\,E\,S}. \quad (8)$$

Cazul 2. Primul nivel al unui cadru etajat.

Punînd $\theta_i = 0$ şi introducînd simplificările

$$\theta_j = \theta_k = \theta,$$

$$Q_{ij} = Q_{jk} = Q,$$

din relaţiile (3) şi (4) rezultă

$$\psi = \frac{Q}{12\,E}\, \frac{h}{i_s}\, \frac{6\, i_r + 7\, i_s}{6\, i_r + i_s} = \frac{Q}{12\,ES}$$

cu

$$S = \frac{i_s}{h}\, \frac{6\, i_r + i_s}{6\, i_r + 7\, i_s}. \quad (9)$$

Cazul 3. Ultimul nivel al unui cadru etajat.

Punînd $i_{s2} = 0$, $Q_{jk} = 0$ şi introducînd simplificarea

$$\theta_i = \theta_j = \theta,$$

din relaţiile (3) şi (4) rezultă

$$\psi = \frac{Q}{12\,E}\, \frac{h}{i_s}\, \frac{i_r + i_s}{i_r} = \frac{Q}{12\,ES}$$

cu

$$S = \frac{i_s}{h}\, \frac{i_r}{i_r + i_s}. \quad (10)$$

Cazul 4. Cadrul cu un singur nivel.

Punînd $\theta_i = 0$, $i_{s2} = 0$, $Q_{jk} = 0$, din relaţiile (3) şi (4) rezultă

$$\psi = \frac{Q}{12\,E}\, \frac{h}{i_s}\, \frac{6\, i_r + 4\, i_s}{6\, i_r + i_s} = \frac{Q}{12\,ES}$$

cu

$$S = \frac{i_s}{h}\, \frac{6\, i_r + i_s}{6\, i_r + 4\, i_s}. \quad (11)$$

Se observă că, în toate cazurile, înclinarea stîlpilor unui nivel al unui cadru etajat se poate aduce la forma (8). Valoarea S, care intervine în toate cazurile, o vom denumi caracteristica de rigiditate a cadrului.

Forma relaţiei (8), care aproximează deformaţiile unui cadru etajat prin deformaţiile unui sistem ce lucrează la lunecare, permite adunarea directă a rigidităţii la lunecare a zidăriei de umplutură cu rigiditatea cadrului. Astfel, şi deformaţiile cadrelor cu zidărie de umplutură se pot exprima prin relaţia (8), înlocuind în această relaţie caracteristica de rigiditate a cadrului S prin caracteristica de rigiditate a ansamblului cadru-zidărie

$$S_1 = S + \frac{S_{zk}}{12\,E} = S + \frac{A_{zk}\, E_z}{60\,E}. \quad (12)$$

Forma relaţiei (8) este deosebit de avantajoasă şi pentru calculul deplasărilor unei construcţii în ansamblu, avînd planşee rigide în planul lor şi cadre cu rigidităţi diferite, cu şi fără zidărie de umplutură. În acest caz se obţine prin adunare caracteristica de rigiditate a construcţiei în ansamblu, iar forţele tăietoare, ce acţionează construcţia în ansamblu, se repartizează cadrelor proporţional cu caracteristicile de rigiditate ale acestora la nivelul respectiv. La construcţiile nesimetrice în plan, la care sarcinile orizontale determină şi o torsiune generală a clădirii, forţele tăietoare corespunzînd acestei torsiuni generale se vor calcula tot pe baza caracteristicilor de rigiditate, folosind metoda centrului de rigiditate ([6] p. 314).

După propunerile descrise în [4], pentru dimensionarea cadrelor, se va considera în mod acoperitor că zidăria de umplutură preia numai 75% din forţa tăietoare ce-i revine conform repartizării după rigidităţi.

3. CALCULUL STATIC DE ORDINUL II ŞI STABILITATEA CADRELOR ETAJATE CU ZIDĂRIE DE UMPLUTURĂ

Forţa tăietoare Q_o, acţionînd la un anumit nivel al unui cadru etajat cu sau fără zidărie de umplutură, provoacă, conform relaţiei (8), rotirea tuturor stîlpilor cadrului de la nivelul respectiv cu unghiul

$$\psi_o = \frac{Q_o}{12\,E\,S}.$$

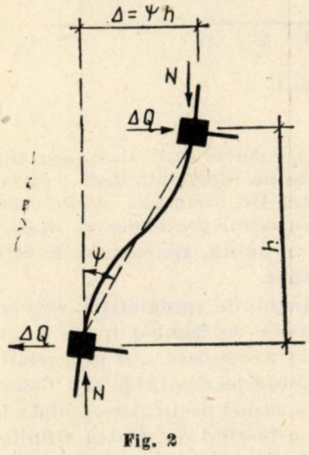


Fig. 2

În figura 2 s-a reprezentat un nivel al unui cadru înlocuitor echivalent, redus la un stîlp şi cîte o riglă la fiecare nivel, N reprezentînd rezultanta sarcinilor verticale, preluate de toţi stîlpii de la nivelul respectiv. Deplasarea relativă a celor două capete ale stîlpilor face ca forţele N, aplicate la cele două capete, să formeze un cuplu, momentul exterior, corespunzînd acestui cuplu, fiind $N\,\psi\,h$. Calculul static de ordinul II urmăreşte determinarea momentelor în barele cadrului, corespunzînd acestor momente exterioare.

Se propune în [15], pentru calculul momentelor de ordinul II, să se înlocuiască cuplul sarcinilor verticale prin acţiunea unui cuplu static echivalent conform figurii 2, format de forţele tăietoare fictive

$$\Delta_1 Q = N\,\psi_o = \frac{N\,Q_o}{12\,ES}.$$

Forţa tăietoare $\Delta_1 Q$ va da naştere la o rotire suplimentară a stîlpilor

$$\Delta_1 \psi = \frac{\Delta_1 Q}{c\,E\,S} = \frac{N\,Q_o}{12\,c\,E^2\,S^2}.$$

În expresia de mai sus, factorul 12 din relaţia (8) s-a înlocuit prin factorul c, deocamdată nedeterminat. Astfel, s-a ţinut seamă de faptul că, prin introducerea forţelor tăietoare fictive $\Delta_1 Q$, am înlocuit diagrama de momente curbilinie pe stîlpi, dată de momentul forţei axiale faţă de un punct x al stîlpului,

$$\Delta M = N\,y\,(x),$$

$y(x)$ fiind expresia deformatei stîlpului, printr-o diagramă rectilinie, corespunzînd forţelor $\Delta_1 Q$, aplicate la noduri. În [7] se fac unele propuneri pentru aproximarea influenţei acestei înlocuiri asupra calculului deformaţiilor. În cele ce urmează se va determina factorul c pe baza relaţiilor ce există între calculul static de ordinul II şi stabilitatea cadrelor.

Rotirea suplimentară a stîlpilor $\Delta_1\,\psi$ duce la o creştere a forţelor tăietoare fictive

$$\Delta_2 Q = N \Delta_1 \psi = \frac{N^2\,Q_o}{12\,c\,E^2 S^2}.$$

Această creştere a forţei tăietoare fictive determină o nouă rotire suplimentară a stîlpilor

$$\Delta_2 \psi = \frac{\Delta_2 Q}{c\,E\,S} = \frac{N^2\,Q_o}{12\,c^2\,E^3\,S^3},$$

iar rotirea stîlpilor $\Delta_2\,\psi$ determină o nouă creştere a forţelor tăietoare fictive

$$\Delta_3\,Q = N\,\Delta_2 \psi = \frac{N^3\,Q_o}{12\,c^2\,E^3\,S^3}$$

etc.

Se observă cum creşterile forţei tăietoare fictive formează o progresie geometrică. Forţa tăietoare fictivă totală se obţine, ca atare, prin sumarea acestei progresii :

$$\Delta Q = \sum_{n=1}^{\infty} \Delta_n Q = \frac{Q_o\,c}{12}\left[\frac{N}{c\,ES} + \left(\frac{N}{c\,E\,S}\right)^2 + \left(\frac{N}{c\,E\,S}\right)^3 + \ldots\right] = \frac{Q_o\,N}{12\,E\,S}\,\frac{1}{1 - \dfrac{N}{c\,E\,S}}. \tag{13}$$

Forţa tăietoare totală, ce trebuie considerată în calcul, va fi deci :

$$Q_o + \Delta\,Q = Q_o\,\frac{1 - \dfrac{N}{E\,S}\left(\dfrac{1}{c} - \dfrac{1}{12}\right)}{1 - \dfrac{N}{c\,E\,S}}. \tag{14}$$

Calculul static de ordinul II al unui cadru etajat, încărcat cu sarcini orizontale şi verticale, folosind relaţia (14), stabilită prin procedeul A2, se deosebeşte deci de calculul static de ordinul I la sarcini orizontale doar prin faptul că, în locul forţelor tăietoare Q_o, reprezentînd suma tuturor sarcinilor orizontale de la vîrful construcţiei pînă la nivelul considerat, se introduc în calcul forţele tăietoare $Q_o + \Delta\,Q$.

Spre deosebire de calculul prevăzut în normativul P8-62, bazat pe relaţia (1), calculul static de ordinul II, bazat pe relaţia (14), cuprinde şi repartizarea momentelor suplimentare, apărute din cauza deformării stîlpilor, la toate barele cadrului.

În ce priveşte legătura între calculul static de ordinul II şi stabilitatea cadrului, se observă că pierderea stabilităţii are loc atunci cînd pot exista valori $\Delta\,Q \neq 0$ pentru $Q_o = 0$, adică atunci cînd progresia geometrică (13) devine divergentă, raţia ei devenind egală cu 1.

Sarcina critică de nivel este prin urmare

$$N_f = c\,E\,S. \tag{15}$$

Introducînd expresia (15) în relaţia (14), se observă că această relaţie este analogă cu relaţia (1). Deosebirea între cele două relaţii constă în prezenţa factorului 1/c-1/12 în relaţia (14), factor ce se consideră nul în relaţia (1), această relaţie fiind dedusă în ipoteza că forma curbei momentelor, corespunzînd calculului static de ordinul II, este identică cu cea corespunzînd calculului static de ordinul I.

Egalînd expresia (15) cu expresia lui Euler

$$N_f = \frac{\pi^2\,E\,I_s}{l_f^2},$$

rezultă

$$l_f = \pi \sqrt{\frac{I_s}{c\,S}}. \tag{16}$$

Pentru cazul particular al unui cadru cu noduri deplasabile, fără zidărie de umplutură, avînd rigle infinit rigide, lungimea de flambaj este egală cu înălţimea etajului.

În acest caz

$$\lim_{i_r \to \infty} S = \frac{i_s}{h} = \frac{I_s}{h^2}. \tag{17}$$

Introducînd expresia (17) în relaţia (16), în care s-a pus $l_f = h$, rezultă

$$c = \pi^2.$$

Pentru lungimea de flambaj a stîlpilor unui nivel al unui cadru etajat se obţine deci

$$l_f = \sqrt{\frac{I_s}{S}}, \tag{18}$$

iar pentru forţa tăietoare totală, considerată în calculul static de ordinul II, se obţine

$$Q_o + \Delta Q = Q_o \frac{1 - 0{,}018 \dfrac{N}{ES}}{1 - \dfrac{N}{\pi^2 ES}}. \tag{19}$$

Atît lungimea de flambaj, cît şi forţa tăietoare totală $Q_o + \Delta Q$ sînt exprimate prin relaţiile (18) şi (19) în funcţie de caracteristica de rigiditate S, definită şi pentru cadre cu zidărie de umplutură; aceste relaţii pot servi pentru calculul stabilităţii, respectiv pentru calculul static de ordinul II al cadrelor cu şi fără zidărie de umplutură.

Menţionăm că relaţiile (15) şi (18) sînt stabilite pentru pierderea stabilităţii cadrelor cu deplasarea nodurilor, acest caz fiind în general mai defavorabil decît cazul pierderii stabilităţii cu noduri fixe. La cadrele cu zidărie de umplutură se poate întîmpla totuşi la unii stîlpi, de exemplu la stîlpii marginali, la care zidăria se opune numai pierderii stabilităţii cu deplasarea nodurilor, ca lungimea de flambaj a acestor stîlpi, calculată conform relaţiei (18), să fie mai mică decît lungimea de flambaj corespunzînd pierderii stabilităţii cu noduri fixe, calculată fără considerarea efectului zidăriei de umplutură. În acest caz se va considera pentru calculul stîlpului conform normativului P8-62, lungimea de flambaj corespunzînd situaţiei cu noduri fixe

$$l_f = \gamma h,$$

valorile γ fiind tabulate în [2] p. 218.

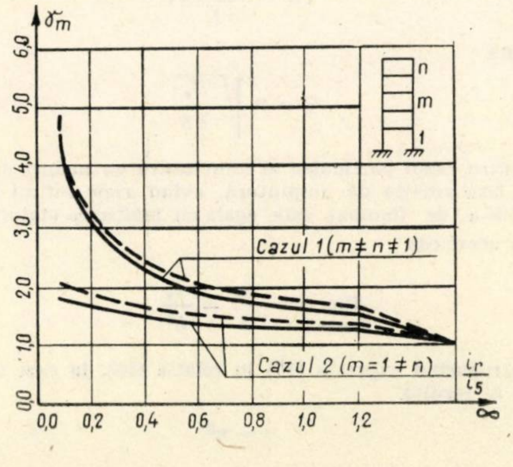
Menţionăm că această verificare este acoperitoare, zidăria de umplutură reducînd de fapt şi lungimea de flambaj a cadrului cu noduri fixe.

4. VERIFICAREA IPOTEZELOR SIMPLIFICATOARE

La deducerea relaţiilor de mai sus, s-au folosit unele ipoteze simplificatoare. În cele ce urmează vom determina gradul de mărime a erorilor, introduse prin folosirea acestor ipoteze.

4.1. Prin relaţiile (15) şi (16) se exprimă sarcina critică, respectiv lungimea de flambaj a stîlpilor unui cadru etajat, în funcţie de valorile S şi c. Aceste valori, care introduc influenţa formei liniei elastice asupra sarcinii critice, respectiv asupra lungimii de flambaj, sînt amîndouă aproximate. La determinarea caracteristicii de rigiditate S prin relaţiile (7), (9), (10), (11), nu s-au introdus valorile reale ale rapoartelor de distorsiuni, ci nişte valori ce nu reprezintă decît o primă aproximaţie a acestor rapoarte. De asemenea, coeficientul c s-a determinat numai pentru cazul particular al riglelor infinit rigide, valorile c, astfel obţinute, aplicîndu-se în continuare şi la cadre cu rigle elastice.

Fig. 3



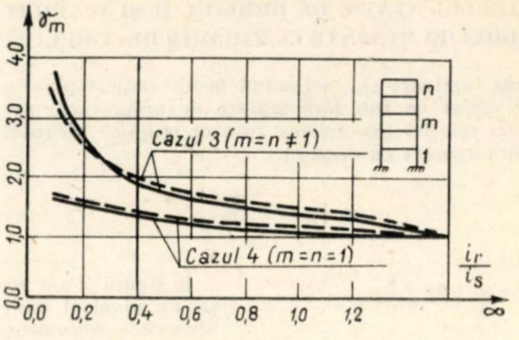


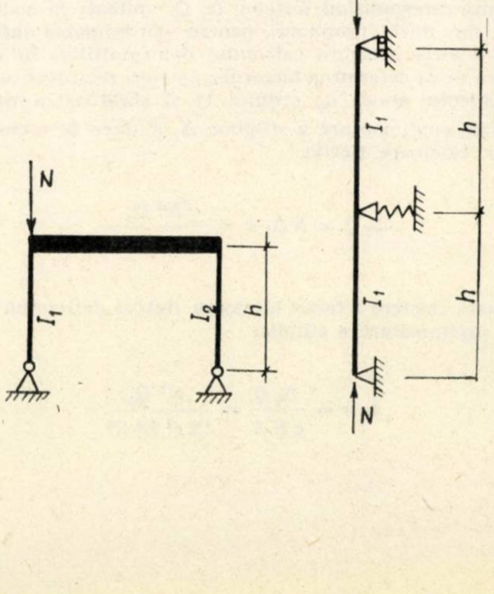
Fig. 4

Pentru a pune în evidenţă gradul de aproximaţie, obţinut în acest fel, s-au calculat lungimile de flambaj $l_f = \gamma h$ ale stîlpilor unui cadru cu o singură deschidere, atît prin relaţia aproximativă (18), cît şi pe baza tabelei din [2] p. 218. Calculul s-a făcut pentru cele patru cazuri particulare, tratate la punctul 2 al acestei lucrări, considerînd rigiditatea stîlpilor constantă pe înălţimea cadrului şi variind raportul între rigiditatea riglelor şi rigiditatea stîlpilor. Rezultatele s-au reprezentat în figurile 3 şi 4. Valorile γ, corespunzînd relaţiei (18), s-au reprezentat cu linie întreruptă, valorile γ din [2] cu linie plină. Se constată că relaţia (18) dă valori destul de apropiate de valorile mai exacte din [2].

În caz că rigidităţile variază puternic de la un nivel la altul, simplificările făcute la determinarea valorilor R sînt mai depărtate de realitate, astfel încît gradul de exactitate al relaţiei (18) scade. În acest caz se poate face un calcul mai exact al lungimilor de flambaj, determinînd valorile R din ecuaţiile (3) şi (4) în funcţie de distorsiunile rezultate din calculul static al cadrului la forţe orizontale.

4.2. Prin relaţia (15) se calculează sarcina critică a unui cadru pentru un nivel întreg. Se admite deci ipoteza că înlocuirea cadrului real printr-un cadru echivalent, redus la un stîlp şi cîte o riglă la fiecare nivel, înlocuire curent folosită la calculul static de ordinul I al cadrelor etajate, se poate extinde şi asupra calculului stabilităţii cadrelor. Această ipoteză este echivalentă cu ipoteza că sarcina critică a nivelului este independentă de repartizarea sarcinilor verticale pe stîlpii aflaţi la nivelul respectiv.

Fig. 5



Pentru a pune în evidență eroarea introdusă prin această ipoteză, se va calcula în cele ce urmează sarcina critică a cadrului din figura 5, avînd rigla infinit rigidă, toată sarcina fiind concentrată în dreptul unui singur stîlp. Se va face, atît calculul aproximativ al sarcinii critice pe un cadru înlocuitor echivalent, cît și calculul exact.

Pentru cadrul articulat din figura 5 se găsește

$$\psi = \frac{Q\,h}{3\,E\,i_s} = \frac{Q}{12\,E\,S}$$

$$S = \frac{i_s}{4\,h} = \frac{I_1 + I_2}{4\,h^2}.$$

Sarcina critică, calculată aproximativ pe cadrul înlocuitor echivalent, este deci

$$N_f = \pi^2\,ES = \frac{\pi^2 E}{4\,h^2}(I_1 + I_2). \tag{20}$$

Calculul exact al sarcinii critice se va face, asimilînd stîlpul neîncărcat prin reazemul elastic al unei grinzi continue cu două deschideri egale [5]. Rigiditatea reazemului elastic înlocuitor este

$$\alpha = \frac{48\,E\,I_2}{(2\,h)^3}.$$

Sarcina critică a grinzii continue, cu reazem intermediar elastic, este după [16] (fig. 70)

$$N_f = \frac{\pi^2\,E\,I_1}{4\,h^2} + \frac{3}{8}\,\alpha\,h.$$

Sarcina critică a cadrului din figura 5, calculată exact, rezultă

$$N_f = \frac{\pi^2 E\,I_1}{4\,\mathrm{h}^2} + \frac{3}{8}\,\frac{48\,E\,I_2}{8\,h^3}\,h = \frac{\pi^2\,E}{4\,h^2}\left(I_1 + \frac{9}{\pi^2}\,I_2\right) =$$

$$= \frac{\pi^2\,E}{4\,h^2}\,(I_1 + 0{,}91\ I_2). \tag{21}$$

Comparînd expresia aproximativă (20) cu cea exactă (21), se observă că pot apărea diferențe însemnate numai în cazul cînd I_2 este sensibil mai mare decît I_1, adică în cazul unei structuri cu totul nerațional concepute, avînd stîlpi slabi, puternic încărcați, și stîlpi puternici, neîncărcați.

4.3. La punctul 4.2 s-a verificat gradul de aproximație obținut la calculul sarcinii critice a unui cadru fără zidărie de umplutură, considerînd în calcul un cadru înlocuitor echivalent. Urmează să se verifice gradul de aproximație, obținut în aceeași ipoteză și pentru un cadru cu zidărie de umplutură.

Considerînd cadrul din figura 5 cu zidărie de umplutură, avînd caracteristica de rigiditate

$$S_1 = \frac{I_1 + I_2}{4\,h^2} + \frac{S_z}{12\,E},$$

sarcina critică a cadrului înlocuitor echivalent va fi

$$N_f = \pi^2\,E\,S_1 = \frac{\pi^2 E}{4\,h^2}(I_1 + I_2) + \frac{\pi^2}{12}\,S_z =$$

$$= \frac{\pi^2 E}{4\,h^2}(I_1 + I_2) + 0{,}78\,S_z. \tag{22}$$

Un calcul mai exact al sarcinii critice se face asimilînd și zidăria de umplutură prin reazemul elastic al unei grinzi continue cu două deschideri egale.

Rigiditatea acestui reazem elastic înlocuitor fiind

$$\alpha = \frac{2\,S_z}{h},$$

sarcina critică va fi

$$N_f = \frac{\pi^2 E}{4\,h^2}\,(I_1 + 0{,}91\ I_2) + \frac{3}{8}\,\frac{2\,S_z}{h}\,h =$$

$$= \frac{\pi^2 E}{4\,h^2}\,(I_1 + 0{,}91\ I_2) + 0{,}75\ S_z. \tag{23}$$

Comparînd expresia aproximativă (22) cu expresia mai exactă (23), se remarcă o concordanță foarte bună.

4.4. Ținînd seamă de faptul că relația (2) nu reprezintă decît o aproximație acoperitoare a rigidității zidăriei de umplutură, rigiditatea reală a zidăriei putînd fi mult mai mare decît cea aproximată prin această relație, rezultă că gradul de exactitate obținut la calculul unui cadru cu zidărie de umplutură pe baza ipotezelor simplificatoare, analizate mai sus, este satisfăcător pentru aplicațiile practice.

5. EXEMPLU DE CALCUL

Se dimensionează stîlpii cadrelor unei clădiri industriale, avînd un singur nivel, cu dimensiunile din figura 6. Clădirea are șase travee de cîte 6,0 m, fiind închisă la cele două capete printr-un zid de umplutură de 25 cm grosime, slăbit de cîte o poartă de 3,00 m deschidere. Se folosește beton B 150 și oțel OL 38. Marca cărămizilor din zidul de umplutură este 50, marca mortarului este 25. Calculul se face pe baza normativului P8—62, sarcinile de calcul ale cadrului fiind $p = 5{,}1$ t/m (sarcina verticală pe riglă) și $H = 1{,}45$ t (sarcina orizontală din vînt, aplicată în dreptul nodului).

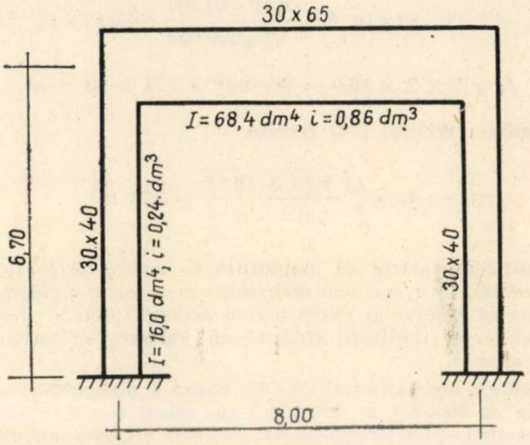


Fig. 6

Făcînd un calcul static acoperitor, care nu ține seamă de preluarea unei părți a sarcinii orizontale prin zidăria de umplutură, rezultă solicitările de calcul, la capătul superior al stîlpului, $N = 20{,}4$ t, $M = 12{,}3$ tm.

Dimensionarea stîlpului se face cu ajutorul relațiilor din [12].

$$A_a' = \frac{Ne - 0{,}4\,b\,h_o^2\,R_i}{(h_o - a')\,R_a}$$

$$A_a = \frac{0{,}55\,b\,h_o\,R_i - N}{R_a} + A_a'.$$

Considerăm, pentru determinarea lungimii de flambaj a stîlpilor, două ipoteze diferite:

5.1. Lungimea de flambaj a stîlpilor se ia conform normativului P8–62, anexa I, tabela 39, $l_f = 1{,}5 \times 6{,}7 = 10{,}0$ m. Rezultă

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{20\,400}{400 \times 30 \times 40 \times 68}\left(\dfrac{10{,}0}{0{,}4}\right)^2} = 1{,}64$$

$$e_o\,\eta = \frac{12{,}3}{20{,}4} \times 1{,}64 = 0{,}98 \text{ m}, \quad e = 0{,}98 + 0{,}17 = 1{,}15 \text{ m}.$$

$$A_a' = 17{,}7 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 22{,}4 \text{ cm}^2$$

$$A_a' + A_a = 40{,}1 \text{ cm}^2.$$

5.2. Se face, conform normativului P8–62, anexa I, observaţia a, un calcul mai exact al lungimilor de flambaj, folosind relaţiile propuse.

Caracteristica de rigiditate a cadrului fără zidărie de umplutură este conform relaţiei (11)

$$S = \frac{2 \times 0{,}24}{67} \cdot \frac{2 \times 0{,}24 + 6 \times 0{,}86}{4 \times 2 \times 0{,}24 + 6 \times 0{,}86} = 0{,}570 \times 10^{-2} \text{ dm}^2 = $$

$$= 0{,}570 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Pentru zidăria de umplutură se obţine, conform STAS 1031–56

$R = 18$

$\alpha = 750$

$E = 0{,}8\,\alpha\,R = 10\,800 \text{ kg/cm}^2$

$A = 0{,}24\,(7{,}60 - 3{,}00) \times 2 = 2{,}21 \text{ m}^2.$

Pentru construcţia în ansamblu se obţine conform relaţiei (12)

$$S_1 = 7 \times 0{,}570 \times 10^{-4} + \frac{2{,}21 \times 10\,800}{60 \times 230\,000} = 0{,}217 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$I_s = 7 \times 2 \times 16{,}0 = 223 \text{ dm}^4 = 2{,}23 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

Conform relaţiei (18) rezultă

$$l_f = \sqrt{\frac{2{,}23 \times 10^{-2}}{0{,}217 \times 10^{-2}}} = 3{,}21 \text{ m}.$$

Verificînd zidăria de umplutură la sarcina orizontală ce i-ar reveni, în urma unei distribuţii în raportul rigidităţilor, rezultă că zidăria ar putea prelua această sarcină, deci că introducerea rigidităţii zidăriei cu valoarea ei întreagă a fost corectă.

Conform normativului P8–62, anexa I, observaţia a, lungimea de flambaj se consideră în calcul $l_f = h = 6{,}70$ m. Respectînd această condiţie, nu mai este necesară verificarea lungimii de flambaj a cadrului cu noduri fixe.

Rezultă

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{20\,400}{400 \times 30 \times 40 \times 68}\left(\dfrac{6{,}7}{0{,}4}\right)^2} = 1{,}21$$

$$e_o\,\eta = \frac{12{,}3}{20{,}4} \times 1{,}21 = 0{,}72 \text{ m}, \quad e = 0{,}72 + 0{,}17 = 0{,}89 \text{ m}$$

$$A_a' = 10{,}1 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 14{,}8 \text{ cm}^2$$

$$A_a' + A_a = 24{,}9 \text{ cm}^2.$$

Rezultă că, prin considerarea unei lungimi de flambaj calculată mai exact, s-a putut reduce secţiunea armăturii necesare cu 15,2 cm², adică cu 37% din secţiunea corespunzînd considerării valorii aproximative a lungimii de flambaj, recomandată în normativul P8–62.

Se menţionează că, dacă nu s-ar fi respectat condiţia acoperitoare $l_f \geqslant h$, considerînd în schimb lungimea de flambaj a cadrului cu noduri fixe, ar fi rezultat $l_f = 4{,}30$ m, iar secţiunea armăturii s-ar fi redus cu 48% în loc de 37%. Se mai menţionează, că în exemplul de calcul de mai sus s-au considerat în ambele ipoteze aceleaşi solicitări de calcul, pentru a pune în evidenţă influenţa lungimii de flambaj asupra dimensionării. Dacă se ţine seamă în calcul şi de descărcarea cadrelor curente prin existenţa zidăriei de umplutură la cadrele de capăt, armătura cadrelor curente se va reduce şi mai mult.

Bibliografie

[1] * * *: *Normativ pentru calculul construcţiilor la stări limită.* Partea a III-a. Calculul şi alcătuirea constructivă a elementelor de construcţii civile şi industriale din beton, beton armat şi beton precomprimat. P8-62, Bucureşti 1963.

[2] * * *: *Beton şi beton armat.* Comentarii STAS. Bucureşti 1958.

[3] Agent R.: *Bazele teoretice şi aplicaţiile distorsiunilor în calculul cadrelor etajate.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 10 1963.

[4] Badea D., Georgescu V.: *Structuri antiseismice din beton armat monolitr* Buletinul ştiinţific al Institutului de Construcţii Bucureşti, nr. 10 1963.

[5] Dulácska E., Kollár L.: *Angenäherte Berechnung des Momentenzuwachses und Stabilität von gedrückten Rahmenstielen.* Die Bautechnik nr. 3, 1960.

[6] Hangan M: *Construcţii de beton armat.* Bucureşti Ed. Tehnică 1963.

[7] Herber K. H.: *Vereinfachte, einheitliche Berechnung von Knickproblemen für Stäbe mit starrer Lagerung und Rahmentragwerke.* Die Bautechnik nr. 5, 9, 10, 11–1956.

[8] Herber K. H.: *Stabilität von Rahmen aus Stahl und Stahlbeton.* Die Bautechnik nr. 6, 1961.

[9] Keintzel E.: *Contribuţii la sistematizarea calculului seismic al cadrelor etajate.* Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 4, 1964.

[10] Korcinski I. L., Poliakov S. V., Bîhovski V. A., Duzinkevici S. I., Pavlik V. S.: *Bazele proiectării clădirilor în regiuni seismice.* Bucuresti, Ed. Tehnică, 1964.

[11] Klöppel R., Goder W.: *Näherungsweise Berechnung der Biegemomente nach der Spannungstheorie II. Ordnung zur Bemessung von aussermittig gedrückten Stäben nach DIN 4114. Ri 10.2.* Der Stahlbau nr. 7 1957.

[12] Nicolau V.: *Betonul armat.* Bucureşti, Ed. Tehnică 1962.

[13] Poliakov S. V.: *Kamenaia Kladka v Karkasnîh zdaniiah.* Moskva, 1956.

[14] Răutu S., Bergman M.: *Stabilitatea statică a sistemelor elastice.* Bucuresti, Ed. Tehnică 1960.

[15] Rosman R.: *Beitrag zur Berechnung von Stockwerkrahmen nach der Spannungstheorie II. und III. Ordnung mit Hilfe des stellvertretenden Kragträgers.* Die Bautechnik nr. 8, 1962.

[16] Timoshenko S. P.: *Theory of Elastic Stability.* New-York 1936.

Iluminatul artificial și compensarea radiațiilor solare în halele industriale fără ferestre

Ing. L. Stoica

1. GENERALITĂȚI

Progresul în tehnica construcțiilor precum și creșterea exigenței tehnologilor din diferite ramuri de producție pun arhitecților și inginerilor noi probleme pentru găsirea de metode înaintate în construcții.

Pe de o parte, necesitatea de a se crea un climat adecvat și un iluminat fără variații de iluminare în asigurarea desfășurării procesului tehnologic în condiții optime, și, pe de altă parte, de a se construi clădiri economice, cu termen scurt de dare în folosință, cu posibilitatea de extindere a mecanizării construcțiilor, a făcut să fie din ce în ce mai actuală problema proiectării și construirii clădirilor fără iluminat natural.

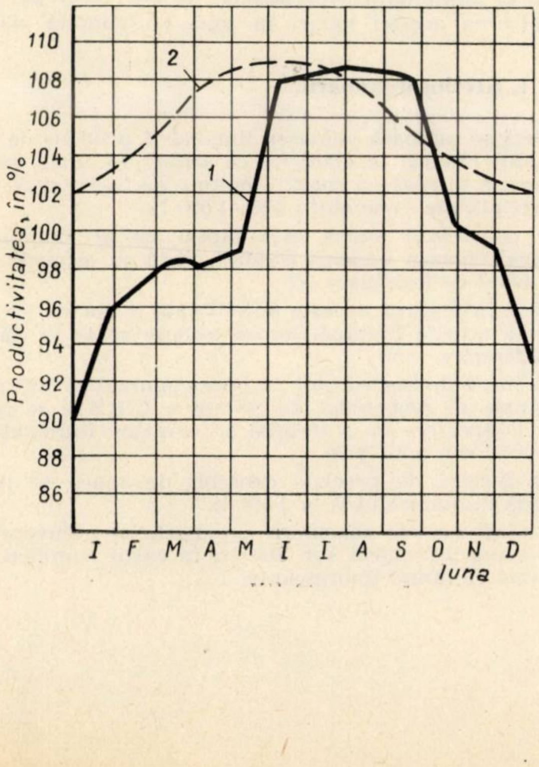
Problema construirii clădirilor fără ferestre a fost abordată în repetate rînduri, dar, din cauze de natură biologică, igienică și chiar tehnică, nu a fost susținută [1, 2].

În Europa apuseană s-a observat, pînă tîrziu, o oarecare reținere în proiectarea și construirea clădirilor fără ferestre, concretizată mai ales în rezoluțiile conferinței asociației specialiștilor francezi în tehnica iluminatului (Lyon 1957) și a sesiunii a XIV-a a Comisiei internaționale pentru iluminat (Bruxelles 1959).

Un pas înainte s-a făcut în U.R.S.S. unde, la o consfătuire specială în legătură cu proiectarea și executarea construcțiilor fără ferestre (Leningrad-iunie 1960), s-a stabilit că asemenea clădiri trebuie construite numai pentru industriile a căror tehnologie cere condiții climatice constante [3], care se desfășoară în hale cu deschideri mari.

Întreprinderile industriale, în care specificul producției este nociv, nu se pot proiecta și executa în clădiri fără ferestre, întrucît aceasta poate duce la înrăutățirea condițiilor igienico-sanitare.

Fig. 1. Influența iluminatului natural asupra productivității muncii



Proiectarea și construirea clădirilor fără ferestre este posibilă astăzi numai datorită mijloacelor tehnice moderne, care pot asigura desfășurarea procesului tehnologic în asemenea clădiri, în condiții igienico-sanitare corespunzătoare, prin instalații de iluminat artificial, compensarea lipsei radiațiilor solare și de condiționare a aerului.

În această situație, pentru o bună proiectare și în viitor pentru o bună întreținere, este nevoie:

— să se analizeze condițiile normale de lucru în clădirile clasice și fără ferestre precum și lipsa de lumină și de radiații ultraviolete;

— să se cunoască și să se asigure mijloacele cu care se pot realiza condițiile optime de lucru.

Condițiile igienice de lucru la lumină artificială, în clădirile fără ferestre, nu sînt elucidate pe deplin. Din date culese cu ocazia diferitelor anchete asupra muncitorilor care lucrează în asemenea construcții, s-au constatat numeroase cazuri de dureri de cap, arsuri și dureri vii în ochi, lăcrimări, nevralgii, creșterea numărului de răceli etc. [5, 6].

Pentru aceasta se cere studierea atentă și rezolvarea unor serii de aspecte ale iluminatului artificial, precum și a instalațiilor tehnico-sanitare legate de ele.

Problema lipsei de lumină naturală a soarelui se pune pentru toți oamenii care sînt lipsiți în mod sistematic timp îndelungat, parțial sau total.

În primul rînd în această categorie intră:

— muncitorii din industriile carbonifere și extractive de minereuri;

— muncitorii care lucrează în încăperi de producție fără ferestre;

— muncitorii care lucrează în încăperi întunecoase (hale de mașini, cale de nave, tuneluri etc.).

În mică măsură, lipsa efectului binefăcător al soarelui se observă și la locuitorii orașelor industriale a căror atmosferă este îmbîcsită de praf, fum și gaze care absorb partea cea mai activă, din punct de vedere biologic, din radiațiile solare.

2. ILUMINATUL ARTIFICIAL

Instalația de iluminat — în concepția modernă — nu mai este privită ca o parte componentă a construcției, ci ca un mijloc de producție [6].

Avantajele unui iluminat rațional sînt de natură economică, calitativă și tehnico-sanitară.

Din punct de vedere economic, rezultă creșterea productivității muncii, din punct de vedere calitativ, scăderea erorilor (rebuturilor), iar din punct de vedere al îmbunătățirii condițiilor de muncă, se înregistrează scăderea accidentelor de muncă.

Nivelul productivității depinde astăzi mai mult ca oricînd de economisirea forței umane, a timpului de muncă, a ridicării nivelului profesional și a reducerii costului de fabricație.

Mașinile de înaltă capacitate cît și metodele social-psihice pentru ridicarea productivității și a nivelului profesional sînt recunoscute ca atare.

S-a crezut că toate eforturile pentru îmbunătățirea unei productivități optime au fost epuizate, fără să se insiste însă prea mult asupra faptului că garanția ei este concordanța între capacitatea mecanică și cea umană.

Cu toate că mecanizarea și automatizarea au cuprins toate domeniile în care se desfășoară procesele

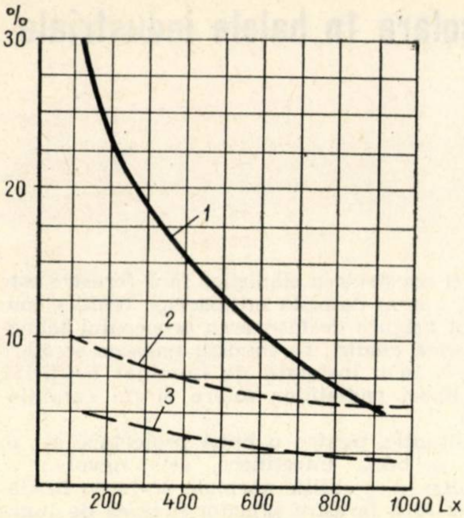


Fig. 2. Influența calității iluminatului natural asupra rebuturilor [7]

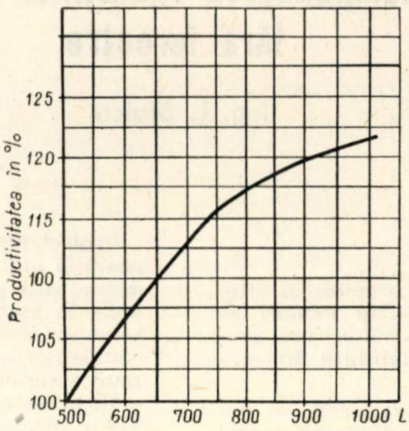


Fig. 3. Relația dintre productivitate și iluminare în industria textilă [8]

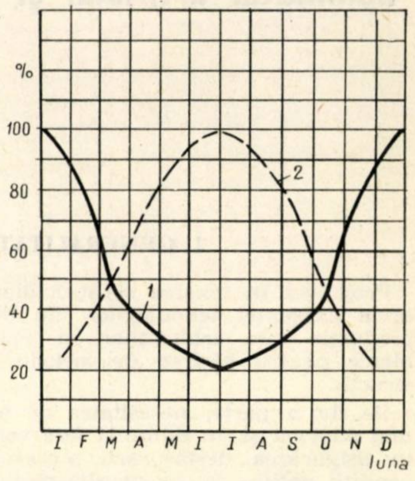


Fig. 4. Influența iluminatului natural asupra numărului de accidente [8]

de producție, s-a dat atenție prea puțină elementului uman, cu atît mai mult cu cît se știe că abilitatea, grija, plăcerea de muncă și capacitatea de utilizare a omului formează elemente importante în procesul de fabricație.

Puterea de muncă a omului este legată de o serie de factori, iar dintre aceștia, cel mai important factor este vederea. Ochiul, ca organ al vederii, are nevoie de lumină pentru a percepe fenomenele optice ale mediului înconjurător.

Activitatea normală a omului fiind legată de mediul înconjurător este influențată de variațiile intensității radiației solare, respectiv de variația iluminatului natural.

În figura 1 se vede influența iluminatului natural asupra productivității muncii (curba 1), în timpul unui an [7]. În aceeași figură este dată și curba de variație a nivelului mediu de iluminare (curba 2), datorit variației iluminatului natural. Se vede că productivitatea maximă coincide cu valoarea cea mai mare a iluminării.

Pe de altă parte, s-a dovedit cum calitatea muncii crește cu calitatea iluminării operațiilor muncii, în raport cu gradul de finețe a obiectului. În figura 2 se arată curba de variație a rebuturilor (procentual), în funcție de nivelul iluminării.

În industria textilă, munca se poate asimila cu cea din industria optică în ceea ce privește capacitatea vizuală și iluminarea. S-a constatat că în întreprinderile textile s-a putut ridica și productivitatea muncii cu 10—14%, datorită mijloacelor noi ale tehnicii iluminatului. În figura 3 se vede că variația productivității muncii, în funcție de iluminarea locului de muncă, nu este liniară, deoarece este limitată de încadrarea în zona de confort vizual, de contrastul între fond și obiectele ce trebuie observate, de coeficienții de reflexie ai fondului și ai obiectelor precum și de fenomenul de orbire.

Din punct de vedere al îmbunătățirii condițiilor de muncă se poate urmări în figura 4 legătura ce există între scăderea numărului de accidente (curba 1), și calitatea iluminatului natural (curba 2). Numărul cel mai mare de accidente se înregistrează în lunile cu valori minime ale iluminatului natural.

Din concluziile care rezultă din cele arătate mai înainte, se poate înțelege și justifica tendința care a existat în decursul timpului de a se spori mereu nivelul valorilor iluminării locului de muncă.

În tabela 1 sînt date iluminările recomandate la diferite epoci. De bună seamă că diferențele mari de iluminare ce se observă din perioada de la începutul secolului pînă azi se datorează și faptului că în aceeași perioadă s-a înregistrat și o creștere a eficienței izvoarelor luminoase, care în 1910 era de 4 lm/W pentru lampa cu arc, ajungînd azi la 40 lm/W pentru lampa fluorescentă.

Creșterea mare a nivelului iluminării din ultima perioadă este datorită trecerii de la iluminatul incandescent la iluminatul fluorescent, pentru care se cere încadrarea acestei valori în zona de confort vizual.

Tabela 1

Iluminări recomandate la diferite epoci (în lucși) [19]

Localul	1910	1923	1938	1957
Birouri	25	35—50	60	150—200
Sală de desen	60	100	150—300	300
Atelier mecanic	20	30	60	150
Turnătorie	15—25	25	60—100	70—200
Laminoare	20	25	40	70—100
Ajustaj	30	50—80	100	300—1000
Mecanică de precizie	40	80—120	150	500—1000
Tîmplărie	20	25	80	150—200
Filatură	15—20	60	80—120	200—500
Culegere în tipografii	60—80	100	300	300
Industrii chimice	20	30	60	150

2. 1. Nivelul iluminării

Dacă se măsoară valoarea iluminării produse de iluminatul natural la clădirile cu ședuri — unde există o lumină intensă cu condiții optime de lucru și de bună vizibilitate — se obțin 600—1 000 lx.

O consecință logică este faptul că și iluminatul natural creează aceleași condiții, dacă se asigură același nivel de iluminare [7].

Pînă în prezent nu este definitivată o normă cu privire la nivelul iluminărilor ce trebuie alese în clădiri fără ferestre.

În lucrările institutului de igiena muncii și boli profesionale al Academiei de Științe a U.R.S.S. se recomandă sporirea cu o treaptă a normelor iluminatului artificial din anul 1959.

La lucrări de precizie deosebit de mare se recomandă iluminare pînă la 1 500 lx.

Același institut consideră neindicată și nefavorabilă reducerea iluminării sub 300 lx, în cazul iluminatului general cu lămpi fluorescente.

2. 2. Normarea iluminatului şi clădirile industriale

În industria textilă multe procese de fabricaţie sînt legate de discernerea precisă a culorilor și a contrastelor mici dintre fond și amănunte. Detaliile de examinat, de cele mai multe ori, sînt neînsemnate, iar la mașinile de filat sînt chiar mai mici de 0,3 mm.

Din această cauză iluminarea cerută trebuie să fie mare.

Tehnica iluminatului a rezolvat această problemă, punînd la dispoziţia întreprinderilor lămpile fluorescente care sînt utilizate pe o scară din ce în ce mai mare.

Iluminatul fluorescent trebuie utilizat în primul rînd de filaturile de bumbac, lînă şi vigonie, ţesătoriile de bumbac, lînă, vigonie și in cu fire albe și colorate și în finisaje.

Valorile iluminării (E) minime pentru construcţiile industriale sînt reglementate de STAS 6 646—62, în funcţie de categoriile de muncă și gradul de precizie. Aceste valori sînt identice cu cele date în tabela 2.

2. 3. Redarea culorii corpurilor de lumina artificială

Dacă intensitatea luminoasă este suficientă, se poate distinge forma corpurilor la orice fel de lumină.

Nu același lucru se petrece cu culoarea corpurilor. La lumină artificială se alterează culoarea naturală, după cum în compoziţia spectrală a luminii respective predomină diferite culori. Lumina monocromatică alterează culorile corpurilor, accentuînd culorile apropiate de culorile ei.

Tabela 2

Culoarea corpurilor la lumina artificială

Culoarea corpului la lumina naturală	Culoarea corpului iluminat cu			
	Lampă cu incandescentă	Lampă cu vapori de mercur	Lampă fluorescentă alb caldă	Lampă fluorescentă lumina zilei
Alb	portocaliu	verde	alb-roz	alb
Roşu purpur	roşu-maron	portocaliu-gălbui	roşu	roşu-purpur
Galben	roşcat	verde	galben-portocaliu	galben
Verde	verde-gălbui	verde-închis	verde-maron	verde
Albastru	albastru-violaceu	albastru-gălbui	albastru-violaceu	albastru

În tabela 2 se observă că un corp galben iluminat cu o lampă incandescentă apare roşcat, cu o lampă cu vapori de mercur apare verde, cu o lampă fluorescentă alb caldă apare galben portocaliu, și cu o lampă fluorescentă lumina zilei apare albă.

Din tabelă se observă că lămpile fluorescente redau mai bine culorile naturale decît lămpile incandescente sau cu vapori de mercur, datorită distribuţiei spectrale a luminii emise, asemănătoare cu distribuţia spectrală a luminii naturale.

2. 4. Coloritul încăperilor şi al utilajelor

Efectul cel mai favorabil asupra analizorului vizual îl are lumina de culoare galbenă, verde și albă, explicat prin aceea că acestor culori le corespunde sensibilitatea maximă a ochiului.

O distribuţie favorabilă a strălucirii în cîmpul vizual şi pe plan de lucru se obţine prin vopsirea utilajelor, pereţilor şi tavanului cu tonuri deschise galben, verde, alb şi un coeficient de reflexie al tavanului şi pereţilor de 40—60%.

Tabela 3

Izvoare de lumină	Temperatura de culoare °K
Naturale	
— cer albastru	11 000— 25 000
— cer voalat	6 000— 7 000
— soare la prînz	3 500— 5 300
Artificiale	
— lampă incandescentă cu filament de cărbune	2 100
— lampă electrică cu vid	2 500
— lampă electrică cu gaz inert	2 800
— lampă fluorescentă Electrofar	
3 × alb cald superior	2 900
3 alb cald	3 000
2 × alb superior	4 300
2 alb	3 800
1 alb lumina zilei	6 500

2. 5. Culoarea luminii

La alegerea culorii luminii trebuie avut în vedere ca aceasta să echivaleze cu condiţiile date de lumina naturală.

Culoarea luminii se defineşte prin temperatura de culoare a corpului negru (exprimată în grade absolute Kelvin, °K, la care trebuie să încălzim acel corp pentru a lumina cu aceeași culoare.

Temperaturile de culoare ale unor izvoare de lumină sînt arătate în tabela 3.

Iluminarea potrivită pentru diferite temperaturi de culoare sînt date în diagrama Kruithof (fig. 5).

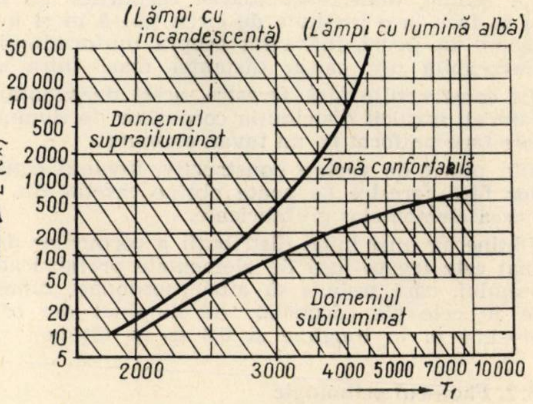


Fig. 5. Diagrama Kruithof

Kruithof consideră că valoarea cea mai potrivită pentru iluminare (lx) este în funcţie de temperatura de culoare (°K) [9] determinînd un domeniu de confort vizual.

Valorile mai mici sau mai mari pentru iluminare se găsesc într-un domeniu subiluminat respectiv suprailuminat.

Valorile iluminărilor cresc cu temperaturile de culoare ale sursei de lumină.

La temperaturile de culoare joase sînt scoase în evidenţă culorile calde (roșu, portocaliu, galben), iar la temperaturile mari, culorile reci (verde, albastru, violet).

În halele industriale fără ferestre, pentru a se realiza iluminatul artificial cît mai aproape de cel natural, trebuie utilizate tuburi fluorescente tip 1 (alb lumina zilei) și tip 1x (alb lumina zilei corectat) cu temperatura de culoare de 6 500° K.

Nivelul iluminării medii la aceste hale este de minimum 500 lx pentru a respecta încadrarea în zona de confort vizual, în timp ce la hale cu ferestre, la care se montează tuburi fluorescente tip 2 (alb), această valoare este de 250 lx.

3. INSTALAŢII DE ILUMINAT ARTIFICIAL

Concepţia modernă despre o bună instalaţie de iluminat acordă preferinţă iluminatului general [10].

Iluminatul general rezolvă cel mai bine uniformitatea, producînd o impresie plăcută şi odihnitoare. În încăperile pretenţioase, uniformitatea trebuie să aibă valoarea de circa 1,5 [10].

La clădirile fără ferestre, este necesar să se realizeze un iluminat artificial, avînd spectrul cît mai apropiat de lumina zilei şi îmbogătit cu componenţa ultravioletă a radiaţiilor [11].

În acest scop cel mai bun izvor de lumină este lampa fluorescentă, spectrul de radiaţii apropiindu-se de spectrul luminei zilei. Din punct de vedere igienic aceasta asigură condiţii favorabile pentru funcţiunile ochiului, contribuind astfel la creşterea productivităţii muncii [11].

Iluminatul cu lămpi fluorescente se caracterizează prin trei trăsături principale :

— influenţa pozitivă asupra indicilor de producţie;
— influenţa favorabilă asupra capacităţii vizuale;
— acţiunea fiziologică generală pozitivă.

Un dezavantaj al utilizării lămpilor fluorescente este că, la un nivel de iluminare scăzut, influenţează în rău dacă iluminarea nu e în zona de confort fiziologic.

3. 1. Distribuţia corpurilor de iluminat

Înălţimea de suspendare precum şi distanţa între corpurile de iluminat au o influenţă favorabilă asupra gradului de uniformitate a iluminatului.

La şeduri, unde suspendarea corpurilor de iluminat se face la o înălţime de circa 4,5—5 m şi în mod obişnuit în şiruri, influenţa asupra uniformităţii este nefavorabilă din cauza distanţei mari între şiruri.

La construcţiile fără ferestre, acest dezavantaj este înlăturat, întrucît distribuţia corpurilor de iluminat se poate face uniform pe un tavan orizontal.

Din punct de vedere constructiv, tavanul construcţiilor fără ferestre se poate obţine casetat din combinarea elementelor prefabricate.

Obţinerea unei bune distribuţii a corpurilor de iluminat este legată însă de elementele prefabricate ale tavanului, care trebuie să aibă coordonate dimensiunile cu cele ale corpurilor de iluminat (de ordinul 1,24—1,54 m în lungime şi 0,3 m în lăţime).

3. 2. Factorul psihologic

Nu trebuie neglijat efectul psihologic al lipsei ferestrelor.

La clădirile fără ferestre, lipsa acestora este considerată ca un factor psihologic negativ. Deocamdată, în lucrări de specialitate, se recomandă folosirea lor numai în sectorul textil, unde condiţiile climatice create aduc avantaje reale [4, 5].

Pentru a se înlătura efectul psihologic negativ asupra omului, trebuie create „ferestre psihologice" prin diferite mijloace tehnice şi artistice — eliminîndu-se în acest fel senzaţia de izolare de mediul exterior.

4. IRADIEREA ULTRAVIOLETA

Cercetările fiziologice efectuate precum şi observaţiile clinice demonstrează că omul nu poate fi complet sănătos fără dozele necesare de radiaţii UV naturale sau artificiale [13].

La omul lipsit timp îndelungat de iluminatul natural şi de radiaţia UV a soarelui se produce deranjarea proceselor biologice în organism şi se accentuează predispoziţia la îmbolnăviri de diferite feluri.

O manifestare frecventă a acestei insuficienţe o constituie deranjarea metabolismului general precum şi deranjamente funcţionale ale sistemului nervos, urmate de micşorarea forţei de rezistenţă a organismului.

4. 1. Compensarea lipsei radiaţiilor solare

Problema compensării fluxului luminos cu radiaţii UV a apărut după 1920, în acelaşi timp cînd în Germania şi S.U.A. se construiau lămpile solare.

Utilizarea acestor lămpi nu a avut o răspîndire largă, din cauza următoarelor motive :

— nu au existat cercetări experimentale asupra studiului acţiunii biologice a radiaţiei UV ;

— nu a existat o părere unanimă asupra cauzelor apariţiei insuficienţei luminoase şi UV ;

— nu au fost ipoteze care să motiveze normarea igienică a domeniului UV, respectiv a componenţei spectrale, a gradului de radiaţie şi a cantităţii de radiaţie (dozei) ;

— nu au existat indicaţii şi contraindicaţii medicale cu privire la efectuarea profilacticii UV ;

— izvoarele de radiaţii au fost imperfecte.

În ultimul timp s-au răspîndit tot mai mult instalaţiile pentru tratarea cu radiaţii UV — atît a oamenilor, cît şi a animalelor domestice — dîndu-se importanţa cuvenită prin publicaţii şi conferinţe.

S-au întocmit norme obligatorii în U.R.S.S.

Astăzi în toate cazurile cînd nevoia omului de radiaţii solare naturale nu poate fi satisfăcută din diferite cauze, tratarea cu radiaţii UV este justificată [13].

Fenomenele erimatico-pigmentative precum şi cele de insuficienţă a vitaminei D se previn cu o doză de radiaţii UV cu lungimea de undă de 297 nm.

Compensarea lipsei radiaţiilor curate ale soarelui înălţimilor se face prin iradiere cu radiaţii UV în mod sistematic, pentru a readuce corpul omului într-o stare optimă, echivalentă unui antrenament natural, mărind astfel rezistenţa la îmbolnăviri cum sînt gripa, reumatismul etc. foarte frecvente la trecerile de la un anotimp la altul.

Unele rezultate bune în tratamentul eritem. prin instalaţiile ce se prevăd în acest scop, se pot obţine după cunoaşterea mai aprofundată a fenomenelor vitale care se petrec în natură şi de care este legată întreaga activitate umană.

4.2. Doza de radiaţii UV pentru tratarea oamenilor

Efectele pe care le au radiaţiile UV asupra organismului sînt în funcţie de intensitatea acţiunilor fiziologice ale acestora.

Sensibilitatea organismului la acţiunile radiaţiilor UV depinde de lungimea de undă a radiaţiilor ce sînt absorbite de organism.

Curba sensibilităţii organismului la diferite acţiuni ale radiaţiilor UV prezintă maximum pentru anumite valori ale lungimilor de undă, scăzînd în intensitate în spre lungimile de undă mai mari sau mai mici şi care cuprind acest maxim.

Cantitatea sau doza de radiaţii UV, dacă este sub un anumit minim, nu are nici un efect asupra organismului.

Din contră, la o iradiere cu o doză de radiaţii UV mai mare decît cele solare la altitudine mare, respectiv cele prevăzute de norme, se produce un complex de boli numite oftalmia electrică.

Acţiunea intensă a izvoarelor de radiaţii UV asupra ochiului provoacă inflamaţia conjunctivei şi uneori şi a corneei, însoţită de o durere intensă.

Dacă acţiunea radiaţiilor UV se repetă de mai multe ori, urmările sînt foarte grave — ducînd la degenerarea unei părţi a ochiului şi la slăbirea vederii.

Tabela 4

Lungimea de undă nm	Doza de iradiere minimă		
	cal/cm^2	erg/cm^2	Ws/cm^2
254	1,91	$8 \cdot 10^7$	8
297	1,43	$6 \cdot 10^7$	6

În schimb, dacă iradierea cu radiații UV se face cu o doză moderată, prescrisă de norme, efectele sînt pozitive și puse în evidență prin creșterea în greutate, mărirea eficacității mușchiulare, adîncirea și încetinirea respirației și altele.

Acțiunea biologică a radiațiilor solare este legată de efectul fotochimic al radiațiilor luminoase și ultraviolete.

Doza radiației eriteme. La proiectarea instalațiilor de radiații ultraviolete, spre deosebire de cea a iluminatului artificial, cantitatea radiației, respectiv doza *eritemă* sau biodoza (să nu se confunde cu gradul de expunere la radiație) se utilizează drept valoare normată de bază [13].

Doza eritemă sau biodoza se numește acea cantitate de radiații care provoacă pe pielea omului nebronzat eritemă abia vizibilă.

Acțiunea profilactică a radiațiilor ultraviolete se bazează pe obținerea de către un muncitor, în timpul schimbului de lucru, a dozei suberiteme, adică a dozei care nu poate provoca eritema pe pielea omului bronzat.

Norma de doză eritemă se găsește între limitele maxime și minime ale dozei eriteme.

În anul 1934 Koblenz a stabilit doza limită maximă a radiației de 296,7 nm care provoacă iritarea pielei, la cantitatea de 4,8 cal/cm^2, respectiv 20,0904 Wsec/cm^2.

Această doză corespunde la 13,5 cal/cm^2 de radiație ultravioletă a lămpii cu mercur, respectiv la 22 cal/cm^2 de radiație ultravioletă a soarelui.

Din experiențe s-a dovedit că doza limită minimă este egală cu 1/8 din doza eritemală [14], adică 1,7 cal/cm^2 iradiat cu lampa de mercur, respectiv 2,8 cal/cm^2 de iradiere ultravioletă cu radiația solară.

Normativele sovietice [15] indică pentru iluminatul general artificial valorile cuprinse între 1/4—1/2 din doza eritemă pentru ziua de lucru de 6—8 ore.

Pentru eritemul minimal [16], doza de iradiere s-a stabilit pentru cele două maxime ale curbei de sensibilitate, eritema lungimilor de undă de 254 nm și 297 nm la valorile din tabela 4.

Pentru stabilirea normei de doză eritemă, s-a considerat ca bază valoarea medie de 5 000 mer. min/m^2 sau aproximativ 85 mer. h/m^2 care rezultă din definiția dozei eriteme.

În urma cercetărilor efectuate de secția de radiații ultraviolete de la Institutul pentru biofizică a Academiei de Științe a U.R.S.S. s-au stabilit, iar la Direcția Generală a Controlului Sanitar de Stat din Ministerul Sănătății al U.R.S.S. s-au aprobat „Norme provizorii pentru aplicarea lămpilor eriteme pentru tratarea cu radiații a oamenilor“ [15], care în prezent sînt revăzute și completate. Valorile recomandate pentru cantitatea de radiații ultraviolete de care trebuie să se țină seamă în calcule [13] sînt :

— doza eritemă mijlocie = 35 mer h/m^2 *)

— doza eritemă minimă = 10 mer h/m^2

— doza eritemă maximă = 80 mer h/m^2.

Aceste norme care au fost stabilite la valorile de mai sus trebuie corectate pe măsură ce se acumulează experiență în construirea instalațiilor și în funcție de diferite condiții cum sînt anotimpul, latitudinea localității etc.

Valorile date mai sus sînt utile în proiectare pentru toate cazurile și sînt nedăunătoare.

5. INSTALAȚII DE COMPENSARE A RADIAȚIILOR ULTRAVIOLETE IN INDUSTRIE

Compensarea radiațiilor solare se face în instalații de tratament eritemal — cu izvoare artificiale de radiații UV și anume cu lămpi de mercur cu radiații UV — cu o distribuție spectrală cît mai apropiată de curba eficienței eriteme relative, pentru ca maximum de energie emisă de lampă să se facă în zona în care acțiunea eritemă prezintă eficacitate maximă.

Aplicarea tratamentului eritem se va face cu un control riguros și o supraveghere atentă a parametrilor instalației și care se poate face numai cu aparate de măsură corespunzătoare pentru domeniul de radiații folosit.

Utilizarea unei instalații pentru iradierea muncitorilor, și mai ales a celor care lucrează în clădiri fără ferestre, este de mare importanță și se extinde din ce în ce mai mult. În U.R.S.S. la minele din Donbas s-au proiectat instalații de iradiere a muncitorilor care lucrează în subteran.

O dată cu dezvoltarea construcțiilor fără ferestre, Inspectoratul de Stat al U.R.S.S. introduce obligativitatea iradierii oamenilor care lucrează în astfel de construcții, prin normele sanitare pentru proiectarea întreprinderilor industriale (N-101-54).

Pentru utilizarea radiațiilor UV, în întreprinderi se folosesc instalații în grup și instalații de iradiere generală pentru întreaga masă a salariaților.

Cea mai simplă instalație de radiații UV este pentru iradiere generală, care se încadrează în sistemul de iluminat, unde în corpuri de iluminat comune se instalează lămpi fluorescente și lămpi de radiații UV.

Amenajarea instalațiilor cu radiații UV întîmpină în stadiul actual unele dificultăți de ordin tehnic.

Producția lămpilor UV precum și a corpurilor de iluminat adecvate în cantități mici este o frînă în lărgirea domeniului de aplicații, motiv pentru care amenajarea instalațiilor de iradiere se limitează la construirea fotariilor. Se recomandă ca instalațiile de radiații UV în fotarii să se execute numai în cazul cînd sînt motive obiective care nu permit executarea instalațiilor de iradiere generală.

5.1. Fotarii

Fotariile sînt încăperi special amenajate pentru iradierea individuală și în grup. Instalația de radiații UV, în fotarii, presupune expunerea oamenilor la radiații UV numai într-o anumită perioadă din programul de lucru. De obicei aceasta se face la începutul și sfîrșitul programului de lucru sub supraveghere medicală, întrucît doza de radiații în aceste cazuri este mai mare, ea fiind determinată de timpul cît persoanele respective se găsesc expuse radiației. Pe lîngă fotarii trebuie prevăzute deci încăperi pentru personalul medical de supraveghere și evidența tratamentului — conform recomandărilor [17].

Fotariile se clasifică după capacitatea de tratare :

a. Fotarii individuale : cabine, culcușuri, plaje cu nisip.

b. Fotarii colective : compartiment, coridor, labirint.

5.1.1. *Fotarii compartiment*

Fotariile compartiment sînt caracterizate prin amplasarea centrală a izvoarelor de radiații UV, în centrul unei camere [18]. Mai jos se dau două feluri de instalații :

a. Ca izvor de radiații se folosește lampa cu vapori de mercur cu tub de cuarț PRK-7, fără reflector (Maiak).

Lampa se așază la 120—195 cm de la pardoseală.

Muncitorii stau așezați în grupe de 15—20 oameni, pe cercuri de 1,1, 1,3 și 1,5 m distanță de lampă. În colțurile camerei se instalează patru lămpi

---

*) Unitatea biologică a cantității (dozei) de iradiere eritemă este er ora pe metru pătrat și reprezintă fluxul eritem de un wat radiat pe lungimea de undă de 297 nm. Simbolul dozei eriteme este er h/m^2 cu submultiplul ei mer h/m^2.

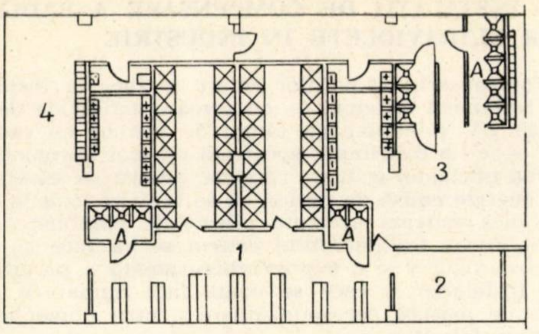


Fig. 6. Amplasarea fotariului cabină

„Solux" ca izvor de radiații calorice, pentru a amplifica eficacitatea razelor ultraviolete.

Capacitatea de tratament a acestei instalații este de 75—120 oameni/h.

Suprafața încăperii este 30—35 m², iar cea ocupată de lampă 0,25 m².

Această instalație este cea mai comodă.

b. Ca izvor de radiații se folosește lampa PRK-2, așezată la 1,2 m de pardoseală (Svidler). . Distanța pentru tratament este de 50—70 cm de la lampă.

Capacitatea de tratament este la fel ca la instalația Maiak.

Suprafața ocupată de lampă este de 1 m².

În cazul acestor instalații se expun succesiv fața și spatele.

5.1.2. *Fotarii coridor*

Fotariile coridor sînt caracterizate prin amplasarea frontală a izvoarelor de radiații UV pe un coridor.

Mai jos se dau cîteva instalații de tip coridor.

a. Ca izvor de radiații se folosesc 8—16 lămpi PRK-2 cu reflectoare parabolice montate pe un coridor lat de 2—3 m și lung de 5—8 m pe ambele părți alternînd cu lămpi Solux.

Distanța între lămpile PRK-2 este de 1,5—2 m.

Oamenii trec prin coridor 1—5 min.

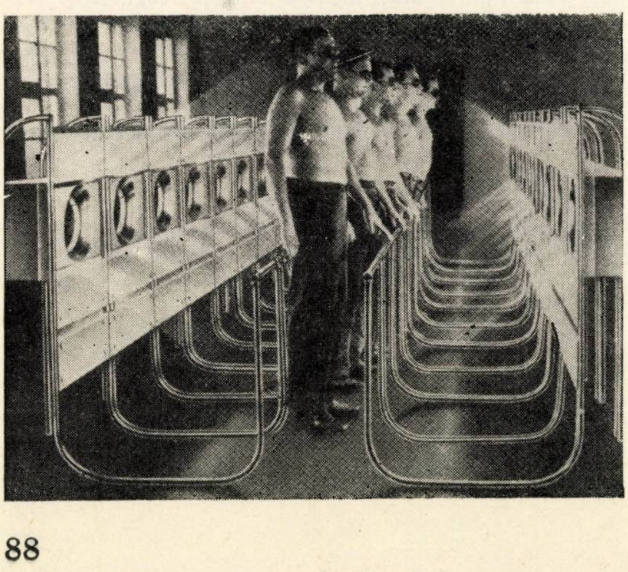
Capacitatea de tratament este de 150—200 oameni/h.

b. Instalația tip Escalador. Ca izvor de radiații se folosesc 30 lămpi PRK-2 și 16 lămpi Solux, așezate pe două rînduri într-un coridor. Muncitorii se deplasează cu un transportor cu bandă.

Capacitatea de tratament este 60—70 muncitori/h.

c. Ca izvor de radiații se folosesc lămpi PRK-2 pe o parte a coridorului și lămpi Solux pe cealaltă parte.

Fig. 7. Fotariu coridor



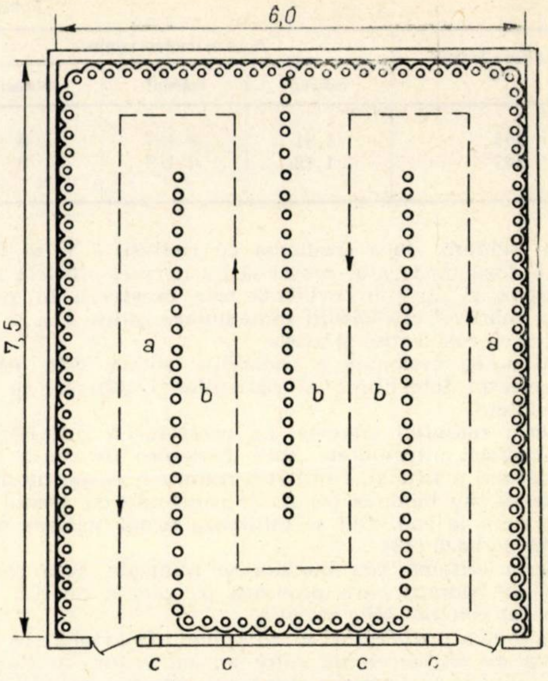


Fig. 8. Fotariu labirint

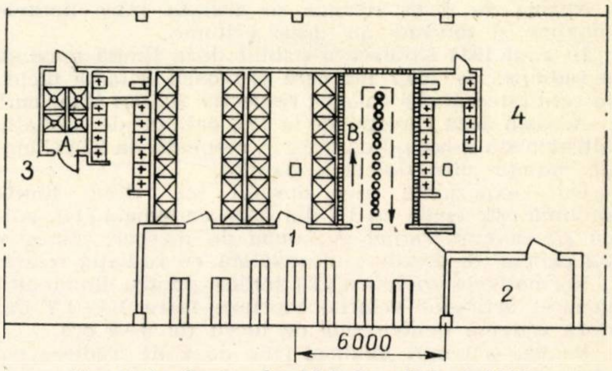


Fig. 9. Amplasarea fotariului tip cabină și labirint

În figura 6 se vede o astfel de cabină.

d. Ca izvor de radiații se folosește lampa Q 600.

Se utilizează reflectoare echipate cu lampă de înaltă presiune Q 600, montate pe stative care pot fi dispuse pe o parte și alta a unui coridor.

Lățimea unui stativ este de 1 m. Două unități față în față așezate pe un coridor ocupă 2,45 m². În general, pentru iradierea unei persoane se iau două unități de acest fel, așezate față în față.

Timpul maxim de staționare în zona de iradiere este de 3 minute.

Capacitatea de tratare a două unități fiind de 20 persoane/h, într-o zi de 8—10 ore se pot iradia 120—200 persoane/zi.

5.1.3. *Fotarii labirint*

Pentru întreprinderi mari, cu număr mare de muncitori, se pot utiliza fotariile labirint. Acestea sînt comode în exploatare, acolo unde se construiesc dușuri și vestiare.

În figura 8 se dă un asemenea fotariu pentru o capacitate de tratare de 1 000 om/h.

Durata expunerii la radiații depinde de doze și intensitatea radiației.

Suprafața încăperii este 45 m².

Încăperea este împărțită prin pereți despărțitori în patru culoare de cîte 1,5 m, care formează un labirint de 24 m.

Lungimea drumului parcurs de la intrare pînă la ieșire depinde de capacitatea fotariului; lățimea coridorului este de 1,5 m.

Tuburile se fixează vertical pe pereți la distanțe de 250 mm între ele și 0,6 m de la pardoseală (partea de jos).

În fotariu se instalează circa 180 tuburi EUV-30.

Tuburile se montează pe pereți cu reflectoare de aluminiu, iar pe despărțituri, libere, pentru a radia pe ambele culoare. În zona din mijloc a culoarului se formează o zonă verticală de radiații de 500 mer/m^2.

În timpul expunerii în mișcare, 2—3 min, cei tratați primesc 1/4 din doza eritemă.

Pe lîngă lămpile eriteme se mai montează în fotarii la fiecare 1.5—2 m cîte o lampă cu incandescență de cîte 100 W.

5. 2. Instalații de iradiere generală

Pînă în ultimul timp, instalațiile de iradiere generală au fost folosite mai ales în școli și săli sportive. În mod practic nu sînt folosite în industrie din cauza echipamentului insuficient și a lipsei de experiență în aplicarea iradierii eriteme în condițiile industriale.

Instalația de iradiere generală presupune expunerea oamenilor în mod continuu pe locul de producție. Acest sistem este mai comod de executat și de exploatat.

Instalația de iradiere generală este asemănătoare din toate punctele de vedere cu instalația de iluminat general.

Corpurile de iluminat pentru radiații UV se amplasează la același nivel cu nivelul corpurilor de iluminat artificial.

În perioada actuală se utilizează corpurile de iluminat ale tuburilor fluorescente — cu condiția ca la calcul să se țină seamă de coeficientul de reflecție al emailului ales la radiațiile UV. Corpurile de iluminat pentru radiații UV se construiesc cu reflectoare din tablă de aluminiu, care are un coeficient mare de reflecție pentru radiațiile UV.

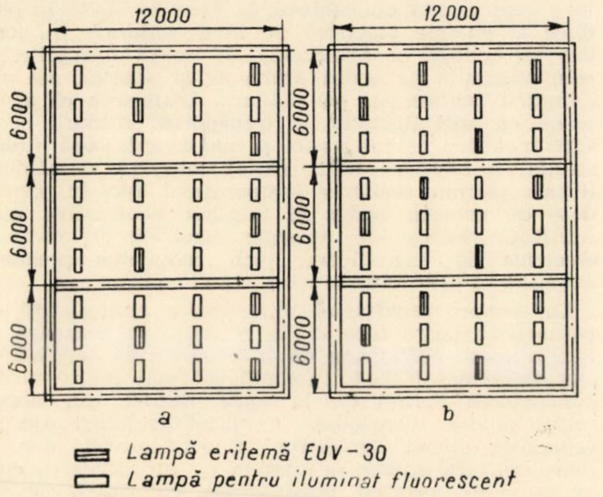


Fig. 10. Amplasarea lămpilor eriteme într-un panou 12x18 m

În figura 10 se arată amplasarea lămpilor eriteme într-o construcție cu deschideri tipizate de 12x18 m și înălțimea de 6 m, unde s-au amplasat nouă lămpi eriteme EUV-30, respectiv 12 lămpi EUV-30.

În tabela 5 se vede că pentru nouă lămpi EUV-30, iradierea este apropiată de cea normală, iar puterea specifică este în limitele valorilor recomandate.

Din cauza lipsei corpurilor de iluminat speciale prevăzute cu sticle de Uviol, transparente pentru radiațiile UV, instalațiile de iradiere generală sînt recomandate numai acolo unde, din punct de vedere al prevenirii incendiilor, este permisă folosirea corpurilor de iluminat normal.

Tabela 5

	Iradieri mer/m^2	Puterea specifică W/m^2
Pentru 9 lămpi EUV—30	4,10 — 4,85	1,54
Pentru 12 lămpi EUV—30	4,80 —6,67	2,05

Din punct de vedere igienic, nu se pot prevedea astfel de instalații în industria chimică, în cea de fibre sintetice și finisaje textile, unde se utilizează ca materii prime coloranți și chimicale — din cauza posibilităților de apariție a fotodermatitelor. Pentru aceste secții se recomandă iradierea oamenilor în fotarii.

6. CONCLUZII

Cu ajutorul mijloacelor pe care tehnica le pune la îndemînă pentru asigurarea condițiilor de muncă la lumină artificială, construirea clădirilor fără ferestre reprezintă un pas înainte în domeniul construcțiilor.

Cu asigurarea unui confort vizual printr-un iluminat fluorescent corect și prin compensarea radiațiilor ultraviolete necesare organismului, munca oamenilor devine mai productivă și mai plăcută.

Bibliografie

[1] Koeronski E. B. : *Importanța biologică a luminii naturale.* Colecția Oșveșcenia promîslennîh predpriiatiu. Lucrările Institutului de igienă a muncii și tehnica securității, 1930, U.R.S.S.

[2] Meskov V. V. și Smeleanski Z. B. : *Igiena iluminatului.* Biomedghiz 1934.

[3] Zoz N. I. : *Iluminatul artificial în clădirile industriale fără lumină naturală.* Svetotehnica (U.R.S.S.), 6 (1960), nr. 11, (nov) pag. 19—21.

[4] Weist H. J. : *Deutsches Gasundheistwesen 1958, nr. 22,* R.F.G.

[5] Benik E. : *Melliand Textilberichte,* 1957, nr. 3, R.F.G.

[6] Krantz H. și Ionas H. : *Plannung einen neuen Volltuchfabrik. Deutsches Textiltechnik,* 1961, nr. 10, pag. 540—41, R.F.G.

[7] Iacob E. : *Metode practice pentru îmbunătățirea calității iluminatului din ateliere.* Werkstatt und Betrieb 92 (1960, mai) pag. 239—242, R.F.G.

[8] Lewandowschi J. : *Iluminatul rațional în industrie.* Energetika Przemyslowa, 9 (1960), nr. 1 (ian.), pag. 13—16, R. P. Polonă.

[9] Sula O. : *Calitatea iluminatului artificial.* Zdravotni tecnika a vzduchotecnika nr. 2 (1959), 1 (ian.), pag. 22—29, R. S. Cehoslovacă.

[10] Groher H. : *Iluminatul halelor industriale.* Zentralblatt für Industriebau 3, (1937), nr. 11, 4 (1958), nr. 6, 7 și 12, R.F.G.

[11] Parfenov A. M. : *Lipsa de lumină la om.* Academia Medico Militară, 1:50, București.

[12] Zilber D. A. : *Unele probleme de igienă a iluminatului.* Svetotehnika (U.R.S.S.) 3 (1957), nr. 2 (febr.), pag. 5—9.

[13] Denzig N. M. : *Motivarea igienică și norma de îmbunătățire a instalațiilor de iluminat cu ajutorul radiațiilor ultraviolete.* Svetotehnika (U.R.S.S.), nr. 6 1962.

[14] Pulawschi Z. : *Măsurarea și importanța radiațiilor ultraviolete.* Orhrone Pracy (Polonia), nr. 7 (1957), p. 10—14.

[15] * * * : *Normativ provizoriu pentru folosirea lămpilor cu fluorescentă eritemă pentru iradierea oamenilor.* Ac. de Științe a U.R.S.S., 1957.

[16] Pandelescu L. : *Fizioterapie* vol. I. (Fototerapie). Ed. Medicală, București, 1957.

[17] Iablokov G. I. : *Tratarea cu radiații ultraviolete a lucrătorilor din clădirile blindate ale întreprinderilor industriale (fără luminatoare).* Svetotehnika (U.R.S.S.), nr. 12 (dec.), 1963, pag. 5—7.

[18] Matosin V. M. : *Instalații de raze ultraviolete la minele de cărbuni din Donbas.* Svetotehnika (U.R.S.S.), 5 (1959), nr. 8, pag. 21—24.

[19] Henry-Martin B. : *Iluminatul în industrie și evoluția lui.* Electricité (Franța) 41, (1957) nr. 243 (nov.), pag. 239—244.

Probleme actuale ale alimentării cu căldură a ansamblurilor urbane în România

Ing. A. Petrescu

Prevederile noului plan cincinal (1966—1970) indică construirea în oraşe şi centre muncitoreşti, din fondurile centralizate ale statului, a circa 300 000 apartamente noi, care se vor adăuga la sutele de mii de apartamente realizate în anii puterii populare. Noile apartamente se vor construi în ansambluri mari, prevăzute cu toate dotările necesare. În interior locuinţele vor avea confortul corespunzător unei vieţi moderne şi posibilităţilor economice actuale ale statului.

În studierea problemelor de alimentare cu căldură a noilor ansambluri trebuie să se ţină seamă de aceste cerinţe ca şi de experienţa cîştigată pînă în prezent. Astfel, se poate considera că aproape totalitatea apartamentelor va fi prevăzută cu încălzire centrală şi cu preparare centralizată a apei calde menajere. Durata îndelungată a pregătirii introducerii unor sisteme noi de instalaţii interioare de încălzire centrală (corpuri de încălzire, distribuţii, parametri) nu permite schimbarea în perioada următoare pe plan general a sistemului actual, astfel încît, pentru cel puţin cîţiva ani, radiatorul de fontă va fi principalul corp încălzitor utilizat, iar ca sistem de distribuţie, cel bitubular cu apă caldă. În această situaţie se poate aprecia că problemele care se vor ridica în următorii ani, în instalaţiile de încălzire centrală, sînt aceleaşi ca şi în prezent.

Totodată trebuie însă să se facă pregătirea necesară pentru ca în viitor să se poată trece la sisteme care să conducă la punerea în aplicare a cerinţelor moderne privind micşorarea consumului de metal şi industrializarea execuţiei.

Dacă în ceea ce priveşte concepţia sistemului de instalaţii interioare soluţia este destul de ferm precizată, pentru asigurarea necesarului de căldură constatăm că se ridică încă suficient de multe probleme, care fac ca de la un proiect la altul soluţia să fie dificil de ales, împingînd această alegere pînă în ultimul moment al proiectării, cînd de multe ori ea se face fortuit.

Practica soluţiilor utilizate pînă în prezent, confirmată de tendinţa existentă pe plan mondial, a exclus rezolvarea alimentării cu căldură pe unităţi mici (apartamente, bloc). Alimentarea dintr-o singură sursă a clădirilor dintr-un microraion sau chiar oraş se justifică, atît tehnico-economic, cît şi prin considerente de ordin igienico-sanitar (reducerea surselor de nocivitate), care se impun tot mai mult în marile aglomeraţii. În acest sens, în ţara noastră, delimităm două categorii mari de soluţii : „alimentare centralizată cu căldură" („încălzirea la distanţă") şi „alimentarea cu căldură din centrale termice de ansamblu". Pînă în prezent, elementul determinant de delimitare a celor două soluţii a fost agentul termic : „apa fierbinte" (supraîncălzită) la prima soluţie şi „apa caldă" la a doua. De menţionat că în literatura străină de specialitate, de multe ori „alimentarea centralizată cu căldură" include toate soluţiile de alimentare a mai multor clădiri, adică şi ceea ce înţelegem noi prin „încălzirea de ansamblu". Trebuie observat, de asemenea, că în ceea ce priveşte delimitarea între apă caldă şi apă fierbinte, deşi majoritatea autorilor consideră a fi la temperatura de 100°C, totuşi în numeroase cazuri este indicată a fi 110, 115 sau 120°C, corespunzînd limitelor diverselor prescripţii de siguranţă pentru instalaţiile de joasă presiune, existente în diferite ţări.

A. ALIMENTAREA CENTRALIZATĂ CU CĂLDURĂ

a) Surse de căldură

Soluţia de alimentare centralizată cu căldură constă din utilizarea unei singure surse pentru unul sau mai multe microraioane sau pentru un singur oraş. Ca agent termic se foloseşte în exclusivitate apă fierbinte, corespunzînd soluţiei moderne aplicate în prezent pe plan mondial. Într-adevăr, apa fierbinte a reuşit să se impună — în detrimentul aburului — ca agent termic pentru transportul căldurii la distanţă, nu numai în ţările care de-abia în ultimele două decenii au trecut masiv la realizarea unor ansambluri mari de locuinţe, cum ar fi ţările socialiste, dar chiar şi în ţări cu o veche tradiţie în încălzirea la distanţă cu abur, cum ar fi S.U.A., R.F.G. Tendinţa de înlocuire a aburului este atît de puternică, încît pînă şi în domeniul său clasic de utilizare — încălzirea tehnologică industrială — se realizează în prezent echipamente care folosesc apa fierbinte (industria lemnului, alimentară, a materialelor de construcţii etc.).

În prezent, în ţara noastră, se folosesc la transportul căldurii parametrii nominali de temperatură ai apei fierbinţi 150—70°C, corespunzînd unor presiuni mijlocii în reţeaua de transport. De menţionat că pe plan mondial se folosesc temperaturi atît peste, cît şi sub 150°C, şi că limita superioară, în diferite ţări, trece rare ori peste 180°C.

Întrucît uneori se mai face confuzia între termenii de „alimentare centralizată cu căldură" şi de „termoficare", nu vom considera inutil a repeta că prin termoficare se înţelege numai acea soluţie de alimentare centralizată cu căldură, la care în sursă se produce şi energie electrică pe lîngă căldură. În acest caz se adaugă şi avantajele de ordin energetic, la cele obişnuite de ordin economic şi sanitar, ale alimentării centralizate cu căldură. Utilizarea ca agent termic a apei fierbinţi la transportul căldurii necesare încălzirii devine astfel şi mai avantajoasă, ţinînd seama că folosirea unui reglaj calitativ al căldurii livrate permite scăderea temperaturii apei în perioadele de consum redus şi implicit producerea unei cantităţi sporite de energie electrică în centrale electrice de termoficare, prin reducerea presiunii aburului la prizele turbinei.

Ca urmare rezultă că alimentarea centralizată cu căldură se poate face de la o „centrală electrică de termoficare" (CET) sau de la o „centrală termică de apă fierbinte" (CTA). Prezintă cel mai mare interes cunoaşterea limitei de la care fiecare din aceste soluţii devine avantajoasă. Criteriul principal este cel economic global (investiţie şi exploatare), dar în mare măsură acesta se îmbină cu alte criterii, cum ar fi cele privind posibilitatea cooperării cu industria, natura combustibilului, densitatea termică, etapizarea investiţiei etc. Factorul determinant pentru alegerea soluţiei, incluzînd toate criteriile, este mărimea ansamblului urban, exprimată prin consumul nominal de căldură sau numărul de apartamente al ansamblului.

La corelarea celor două mărimi se ţine seamă de un consum de căldură pe apartament (încălzire şi apa caldă menajeră) de 9 000—10 000 kcal/h, incluzînd aici şi partea aferentă din dotările orăşeneşti.

Studiile întreprinse în ţara noastră au permis ca în ultimul timp această problemă să se clarifice, stabilindu-se valorile care limitează soluţiile. Aceste valori se apropie de cele cunoscute în literatura de specialitate (în general mai mari la noi) şi ele pot fi corectate în timp, în funcţie de variaţia unora dintre factorii care au influenţat stabilirea lor (în special de raportul costului a diferite elemente incluse în calculul economic, cum ar fi spre exemplu raportul dintre costul combustibilului şi al oţelului).

Se consideră că termoficarea este economică atunci cînd, utilizînd combustibil gazos sau lichid, valoarea consumului este de circa 200 Gcal/h, ceea ce corespunde unui ansamblu de 20 000 apartamente. Raportînd la o durată economică de recuperare a investiţiei de 8—10 ani, rezultă un ritm de construcţie de circa 2 000 apartamente pe an, ceea ce, în afară de Capitală, este puţin întîlnit în oraşele noastre.

Consumul urban poate fi însă mai redus, în condiţiile existenţei şi ale unui consum industrial (încălzire şi tehnologie), valoarea totală a consumului fiind aceeaşi. Din studiile energetice întocmite s-a observat că în oraşele în care în ultimii ani s-au dezvoltat puternice zone industriale, valoarea consumului industrial este egală cu cea a consumului urban, de unde rezultă că soluţia se poate aplica şi pentru ansambluri de 10 000 apartamente (rata anuală de 1 000 apartamente), atunci cînd există şi un consum industrial de căldură echivalent.

Criteriul consumului total de căldură nu este însă totdeauna cel hotărîtor. Existenţa unui consum industrial tehnologic important poate face termoficarea economică, chiar dacă valoarea totală a consumului este mai mică de 200 Gcal/h, datorită caracterului constant al consumului industrial tehnologic.

Utilizarea combustibilului solid, deşi conduce la cheltuieli de investiţii şi exploatare mai ridicate decît la alţi combustibili, măreşte economicitatea termoficării în raport cu alte soluţii de alimentare cu căldură şi reduce limita sus indicată de la care soluţia este economică. În schimb, fragmentarea ansamblului de locuinţe şi împrăştierea zonelor de construit sau realizarea ansamblului, chiar unitar, la distanţe mari de aplasamentul impus al CET (de obicei în zona industrială), conduc la micşorarea economicităţii termoficării, datorită costului mare al reţelelor. O situaţie ideală este aceea cînd realizîndu-se o zonă industrială nouă, se amplasează CET în interiorul acesteia, iar ansamblul de locuinţe începe să se dezvolte începînd de la limita zonei industriale ; un exemplu în acest sens ar putea fi constituit de oraşul Iaşi. Sînt şi cazuri cînd existenţa unui disponibil de căldură într-o centrală termoelectrică veche sau crearea disponibilului printr-o restructurare a centralei existente poate permite devansarea termoficării (ex. Timişoara, Arad).

Economicitatea unei soluţii nu trebuie confundată însă cu posibilitatea realizării ei concrete. De multe ori, deşi soluţia termoficării este economică, intervin o serie de factori care împiedică materializarea ei. În acest sens trebuie subliniat faptul că în prezent sînt numeroase oraşe în care s-a început sau este economic a se începe termoficarea. Această situaţie face necesar pentru perioada actuală un efort mare de investiţii, care nu poate fi fragmentat în rate anuale egale sau uşor crescînde, aşa cum se poate face în cazul investiţiei în locuinţe. De aceea, deşi se alocă anual sume şi repartiţii de materiale (echipament şi conducte) mereu crescînde, sînt situaţii cînd soluţia de termoficare, chiar economică, nu se poate aplica. Un exemplu în acest sens îl constituie oraşul Ploieşti, unde deşi sursa de căldură există (CET-Brazi), avînd disponibil de căldură, şi deşi reţeaua de termoficare industrială este executată, reţeaua de termoficare urbană nu s-a realizat încă datorită faptului că zona noilor locuinţe a început a se construi din capătul opus al oraşului, ceea ce necesită o investiţie iniţială mare. La Craiova, deşi amplasamentul noilor locuinţe s-a făcut către zona industrială, datorită depărtării de sursă (CET-Craiova-Işalniţa), începerea investiţiei este amînată.

La Braşov, datorită faptului că cele două mari zone industriale (Steagul Roşu şi Tractorul) sînt depărtate şi datorită urgenţei, s-au rezolvat local problemele de alimentare cu căldură şi s-a pierdut posibilitatea cooperării consumatorilor urbani şi industriali care ar fi făcut economică termoficarea. Din păcate această cooperare nu s-a făcut nici pe zone, deşi în apropierea fiecăreia din zonele industriale sînt ansambluri de locuinţe.

În Capitală, economicitatea termoficării nu este judecată numai pe oraş, dar şi pe zone. Unele zone, deşi nu au fost alimentate prin termoficare chiar o dată cu primele locuinţe construite, totuşi, după un scurt timp, pentru ele s-a putut realiza soluţia definitivă (ex. Drumul Taberei, Balta Albă). Sînt însă şi zone în care, ca şi în alte oraşe, alimentarea prin termoficare nu se poate realiza datorită depărtării de reţeaua existentă sau valorii mici a consumului.

În provincie se pot cita oraşe în care o dată introdusă termoficarea şi stabilită amplasarea noilor locuinţe şi a dotărilor, se procedează astfel, încît alimentarea lor cu căldură să se realizeze numai prin termoficare (ex. Piteşti, Suceava, Reşiţa, Hunedoara, Oraş Gh. Gheorghiu-Dej).

În legătură cu echiparea CET, trebuie menţionat că în prezent se aplică aproape cu caracter general soluţia de realizare în CET a unui coeficient de termoficare în jurul valorii de 0,5, ceea ce înseamnă că circa 50% din căldură este livrată direct din cazane, nefiind trecută prin turbine. Soluţia este economică, întrucît permite utilizarea unor cazane ieftine, de apă fierbinte, care intervin numai la vîrful de consum pentru încălzire, iarna. Soluţia mai prezintă avantajul că în cadrul etapizării investiţiei, montarea cazanelor de apă fierbinte poate devansa pe cea a echipamentului energetic din CET, ceea ce permite realizarea mai devreme a unei alimentări centralizate cu căldură. În această perioadă de timp, sursa are caracterul unei centrale de apă fierbinte (CTA).

În cazul unui oraş prevăzut a se alimenta cu căldură prin termoficare, montarea anticipată a cazanelor de apă fierbinte se poate face şi în alt loc decît la viitoarea CET. Astfel, la Galaţi s-a realizat CTA-Ţiglina în noul ansamblu de locuinţe, a cărui dare în folosinţă s-a făcut cu mult înaintea CET — prevăzută a se realiza în incinta Combinatului siderurgic. În acest caz, singura problemă care se ridică este cea a unei încadrări cît mai judicioase a CTA în schema de termoficare, după darea în folosinţă a CET.

O centrală termică de apă fierbinte (CTA) se poate justifica ca soluţie centralizată de alimentare cu căldură, chiar şi în cazul cînd în viitorii 10 ani nu apare economică termoficarea. Se apreciază că realizarea unei centrale de apă fierbinte este economică, atunci cînd valoarea consumului depăşeşte 50 Gcal/h, echivalînd cu 5 000 apartamente. Desigur că, şi în acest caz, se poate lua în considerare consumul industrial pentru încălzire, ceea ce permite adoptarea soluţiei şi pentru ansambluri urbane mai mici. La prima vedere, ar părea că soluţia ar trebui adoptată în numeroase cazuri ; dificultatea intervine datorită valorii iniţiale reduse a consumului şi lipsei unui echipament adecvat pentru CTA. În prezent, se fabrică în ţara noastră cazane de apă fierbinte de 100 şi 50 Gcal/h. Cazanele de 100 Gcal/h au capacităţi prea mari pentru CTA, iar cele de 50 Gcal/h se pot folosi numai la limita superioară a domeniului de utilizare a CTA, astfel încît, cel puţin pentru o primă perioadă, actualele cazane nu pot servi la echiparea unei CTA, din motive de ordin tehnic şi economic. Există speranţa că măsurile luate de MICM, pentru introducerea în folosire a unui cazan de 25 Gcal/h, vor permite acoperirea golului existent.

Realizarea unei CTA cu capacităţi mai mici de 50 Gcal/h nu apare economică, datorită cheltuielilor ridicate în reţele şi spaţii de racordare a instalaţiilor interioare. Totuşi sînt situaţii cînd se realizează ansambluri mai mici, de ordinul a 2 000—5 000 apartamente, în localităţi în care soluţia generală este cea de alimentare centralizată cu căldură, dar care nu poate fi aplicată de la început, datorită întîrzierii în realizarea fie a sursei, fie a reţelelor de transport al căldurii. În aceste cazuri, apare raţională realizarea de la început a reţelelor de apă fierbinte din incinta ansamblului şi a staţiilor de racordare a instalaţiilor interioare, alimentarea făcîndu-se iniţial dintr-o centrală mică de apă fierbinte amplasată în ansamblul de locuinţe şi echipată cu cazane de 5—10 Gcal/h. Din păcate aceste cazane nu se fabrică în prezent, iar diferitele realizări ale unor cazane de apă fierbinte s-au făcut numai pentru capacităţi mai mici (circa 2 Gcal/h), care sînt mai reduse decît cele necesare.

Măsurile luate de MICM, pentru studierea şi trecerea apoi la fabricarea cazanelor de apă fierbinte necesare, vor contribui la rezolvarea acestei probleme. Pînă atunci, în astfel de cazuri este indicat a se renunţa la alimentarea centralizată cu căldură, întrucît echiparea unei CTA cu numeroase cazane mici nu este raţională. La fel, trebuie evitată şi realizarea mai multor centrale mici de apă fierbinte, care constituie o soluţie neeconomică, de provizorat.

O situaţie cu totul deosebită este cea a localităţilor din zonele carbonifere, unde se utilizează combustibil solid. Calitatea cărbunelui utilizat impune restricţii de ordin sanitar, care conduc în mod obligatoriu la eliminarea din localităţi a surselor de nocivităţi, ceea ce echivalează cu adoptarea unei soluţii de alimentare centralizată cu căldură, indiferent de mărimea consumului. În această situaţie, depărtarea obligă, în marea majoritate a cazurilor, utilizarea ca agent termic a apei fierbinţi. Şi la această soluţie intervine dificultatea lipsei echipamentului respectiv de cazane, pentru care speranţele de realizare în ţara noastră sînt mai reduse, datorită numărului mic de cereri. În această situaţie, rezolvarea se poate da prin echiparea centralei cu cazane de abur şi schimbătoare de căldură abur — apă fierbinte. Soluţia este neeconomică, însă permite realizarea condiţiilor sanitare.

b) Reţelele de apă fierbinte. Staţii de racordare a instalaţiilor interioare

Soluţia adoptată pentru transportul apei fierbinţi este cea a reţelelor ramificate cu legături de avarie între principalele magistrale. Reţelele sînt în general bitubulare ; în unele cazuri, în care se prevede o dezvoltare a consumului în perspectivă, se prevede o reţea tritubulară. În aceste cazuri, cele două conducte montate iniţial vor servi în final pentru un singur sens, iar pentru al doilea sens de circulaţie se va monta a treia conductă, avînd o secţiune echivalentă cu a celorlalte două.

Dimensiunile mari ale conductelor, atingînd diametre de 1 000—1 100 mm, fac ca reţelele de apă fierbinte ce se realizează în ţara noastră să se poată încadra între cele mai mari valori utilizate şi în străinătate.

Parametrii nominali de temperatură (150—70°C) şi reglajul calitativ al căldurii, prin variaţia parametrilor de temperatură în funcţie de necesarul de căldură pentru încălzire, reprezintă soluţia care se va aplica şi în viitor.

Regimul hidraulic impus în sursele de apă fierbinte pleacă de la necesitatea de a alimenta clădirile înalte (p+9, p+10) prin racordare directă, în cazul cînd denivelările de teren sau distanţele mari de transport nu conduc la crearea unei presiuni, în instalaţiile interioare, peste cea admisibilă, legată de rezistenţa redusă a radiatoarelor de fontă.

Montarea conductelor protejate anticorosiv, termic şi hidrofug se face în mediul urban în canale de beton. Deşi prin fabricarea elementelor canalelor s-au obţinut unii indici favorabili, în ceea ce priveşte industrializarea execuţiei, totuşi soluţia nu ne satisface datorită consumului mare de metal şi a manoperei şi preţului de cost ridicate. Va trebui ca încă în anii imediat următori să părăsim actuala soluţie şi să trecem la soluţii de montare a conductelor în pămînt, fără canal. Studiile şi experimentările în curs, care se fac de către ÎNCERC şi IPCMC, au drept scop să determine care din numeroasele soluţii aplicate în străinătate este optimă pentru noi din punct de vedere tehnic şi economic. Speranţele se îndreaptă în special către utilizarea unui izolant pulverulent, care introdus în şanţ în jurul conductei, prin încălzire (primind căldura de la conducta în care circulă apa la parametrii nominali), să se transforme într-o masă solidă care să ofere calităţi totale de izolant (anticorosiv, termic, hidrofug) şi să aibă rezistenţa mecanică necesară.

Pentru racordarea la reţeaua de apă fierbinte a instalaţiilor interioare de încălzire centrală şi a celor de preparare centralizată a apei calde menajere, s-au studiat numeroase scheme diferind între ele după soluţia de racordare a instalaţiei de încălzire centrală (direct sau indirect), după felul preparării apei calde menajere (cu sau fără acumulare, în una sau două trepte de schimbătoare de căldură) sau după modul de racordare al celor două instalaţii (în serie, paralel sau mixt). La primele instalaţii de alimentare centralizată cu căldură în ţara noastră, s-a folosit soluţia de racordare indirectă a instalaţiei de încălzire, de preparare combinată a apei calde menajere în aparate de contra curent şi boilere (deci o acumulare parţială), montate într-o singură treaptă, şi de racordare în paralel a celor două instalaţii — de încălzire şi apă caldă menajeră. Schema era cea mai apropiată de soluţia tradiţională cunoscută, în cazul alimentării de la o centrală termică de ansamblu.

În prezent se foloseşte pe scară largă soluţia de preparare a apei calde menajere în două trepte, fără acumulare, cele două instalaţii fiind racordate în serie. Pentru racordarea instalaţiei interioare de încălzire, se consideră ca soluţie de bază racordarea directă cu ejectoare de apă (elevatoare), cea indirectă fiind folosită numai atunci şi în acele zone unde graficul piezometric nu permite utilizarea acestei soluţii, fie din cauza unei presiuni insuficiente în reţeaua de apă fierbinte, fie din cauza creării în instalaţii interioare a unei presiuni peste cea admisibilă. Adoptarea acestei soluţii s-a făcut fără a avea studii proprii în acest sens, ci bazat pe tendinţa de adoptare largă a schemei în Uniunea Sovietică, unde însă au existat studii care au arătat, atît avantajele, cît şi dezavantajele ei. Studiile teoretice întocmite ulterior în ţara noastră au confirmat avantajele schemei, mai ales în ceea ce priveşte sursa şi reţelele de transport al căldurii. Lipsa unor experimentări şi măsurători sistematice împiedică însă formarea unor aprecieri definitive. Totuşi, se poate trage concluzia că principala critică a schemei, constînd din sublinierea incapacităţii satisfacerii concomitente a maximelor consumurilor de căldură pentru încălzire şi apă caldă menajeră, nu a fost confirmată practic, întrucît inerţia termică a clădirilor a permis ca încălzirea slăbită în timpul perioadei de consum maxim al apei calde menajere să nu conducă la o lipsă de confort.

La Timişoara şi Reşiţa se realizează experimental şi unele scheme derivate, în care instalaţia de încălzire şi cea de apă caldă menajeră sînt racordate mixt (serie-paralel), cu şi fără acumulare. Rezultatele vor fi comparate cu cele ale schemei de bază descrise mai sus, care este încă susceptibilă de îmbunătăţiri. De exemplu, este necesar a se reexamina raportul suprafeţelor de încălzire ale celor două trepte de preparare a apei calde menajere, care în valoarea actuală ($^1/_4$) nu evidenţiază hotărîtor avantajele preparării în două trepte.

Indiferent de schema utilizată, problema majoră a staţiilor de racordare la reţeaua de apă fierbinte este în momentul de faţă lipsa automatizării lor. Consecinţele sînt numeroase, influenţînd aspectele economice, igienice şi de siguranţă ale alimentării centralizate cu căldură. Este cunoscut faptul că în clădirile racordate la reţelele de apă fierbinte se face o mare risipă de căldură, din cauza lipsei de reglaj automat. Temperatura ridicată (de ordinul 24—28°C) din încăperi are o influenţă nefavorabilă asupra confortului şi sănătăţii locatarilor. Faptul că temperatura apei calde menajere nu este limitată superior, din lipsa automatizării, face ca ea să atingă valori peste cea permisă (65°C), ceea ce, combinat cu o utilizare neraţională, conduce la o temperatură ridicată a apei reziduale din instalaţia interioară de canalizare. Aceasta a făcut ca în numeroase cazuri, în care instalaţia era realizată din tuburi PVC, acestea să fie degradate, compromiţîndu-se utilizarea acestui material. Rămîne ca o sarcină principală, în viitorul apropiat, asigurarea unui minim de automatizare, constînd din montarea unor regulatoare de temperatură şi debit. În aceeaşi măsură se simte necesitatea producerii unui echipament cu calităţi îmbunătăţite în ceea ce priveşte schimbătoarele de căldură, elevatoarele, aparatele de măsură şi control etc.

Problema asigurării instalaţiilor de încălzire în cazul racordării directe cu elevatori nu a fost pînă în prezent pe deplin elucidată şi ea constituie o sarcină pentru cercetătorii noştri.

Practica a arătat că schema de racordare adoptată leagă în mai mare măsură decît pînă în prezent soluţiile instalaţiilor de încălzire cu cele ale instalaţiilor sanitare, nu numai cu cele de apă caldă menajeră dar chiar şi cu cele de apă rece. Regimul înalt al construcţiilor şi rezistenţa hidraulică mare a aparatelor de contracurent pentru prepararea apei calde menajere — montate în serie în două trepte — a făcut ca în numeroase cazuri presiunea disponibilă în reţeaua exterioară de apă rece, deşi suficientă pentru instalaţia interioară de apă rece, să nu fie suficientă pentru cea de apă caldă menajeră.

În astfel de cazuri s-a prevăzut pe circuitul de apă caldă menajeră o pompă care în perioada de consum maxim asigură diferenţa de presiune necesară. Pentru ansamblurile care se vor proiecta în viitor, este totuşi preferabil să se dimensioneze staţia de pompare şi reţeaua de distribuţie a apei reci, astfel încît să se asigure presiunea în instalaţia interioară de apă caldă menajeră, fără pompe suplimentare.

În ansamblurile în care predomină regimul de înălţimi mijlocii (p + 4), reţeaua este dimensionată pentru asigurarea presiunii necesare la acest regim, iar pentru clădirile înalte se prevăd staţii de hidrofor. În vederea obţinerii unui regim variat de înălţimi, clădirile înalte, deşi puţine la număr, sînt răspîndite în întregul ansamblu. Pentru instalaţia de apă rece, aceasta are ca efect, fie dublarea reţelei exterioare cu o nouă reţea de apă de înaltă presiune, fie numeroase staţii de hidrofor. Pentru instalaţia de apă caldă menajeră efectul constă în împărţirea echipamentului de preparare a apei calde menajere, în două linii de presiuni. În această situaţie, dacă linia de presiune înaltă are un debit redus, este preferabil ca prepararea apei calde menajere să se facă într-o singură treaptă, ceea ce conduce şi la micşorarea presiunii necesare la clădirile înalte.

Este util a insista şi asupra terminologiei folosite în cazul staţiilor de racordare a instalaţiilor interioare la o reţea de apă fierbinte. În cazul racordării indirecte, se realizează o „staţie centrală“ în care se instalează schimbătoarele de căldură, atît ale instalaţiei de încălzire, cît şi cele ale instalaţiei de apă caldă menajeră. În cazul racordării directe, apa caldă menajeră se prepară într-o „staţie centrală“ de la care pleacă reţele de apă caldă menajeră şi de apă fierbinte pînă la „punctele termice“ din clădiri unde, cu ajutorul elevatoarelor, se obţine apa caldă din instalaţia interioară de încălzire centrală.

Capacitatea „punctelor termice“ şi a „staţiilor centrale“ nu a fost încă bine determinată ca o soluţie standard, dar se cunosc criteriile de alegere a sa.

În cazul racordării directe, capacitatea „staţiei centrale“ nu e determinată de elementele legate de alimentarea cu căldură, ci de cele ale presiunii din reţeaua de apă rece şi de dimensiunile conductelor de oţel galvanizat, care transportă apa caldă menajeră. O staţie mare conduce la pierderi mari de presiune în reţeaua apei calde menajere între staţie şi clădiri şi la depăşirea dimensiunilor uzuale de conducte. În schimb, reducerea numărului de staţii permite micşorarea cheltuielilor necesare pentru personalul de exploatare, mai ales în condiţiile lipsei de automatizare. În prezent, se proiectează curent staţii centrale de 10—15 Gcal/h şi chiar mai mari. Prin capacitatea staţiei se înţelege, atît cea necesară preparării apei calde menajere, cît şi cea tranzitată pentru încălzire. Amplasarea staţiei centrale este indicat a se face către reţeaua de transportul apei fierbinţi, schema teoretică a distribuţiei, de la staţie mai departe, fiind cea de evantai.

În cazul racordării indirecte capacitatea staţiei centrale este legată de soluţia instalaţiei de încălzire cu apă caldă. O capacitate mare conduce la pompe cu presiune mare, în schimb se reduc şi în acest caz cheltuielile pentru personalul de exploatare. Se consideră că mărirea capacităţii pînă la 10 Gcal/h este economică, urmînd a se vedea în viitor care este economicitatea unor staţii centrale mai mari. Amplasarea staţiei centrale trebuie făcută în principiu în centrul de greutate al consumatorilor, cu necesitatea de a se ţine seamă de problemele legate de vasul de expansiune.

Montarea reţelelor care leagă staţia centrală (sau punctul termic) de clădiri se face în comun pentru apa caldă menajeră şi apa fierbinte (sau apa caldă).

Soluţiile noi de izolare necesare pentru reţelele de transport al căldurii sînt aplicabile şi în acest caz. Pînă atunci, o economie se poate obţine prin alegerea unor trasee judicioase, care să folosească în cît mai mare măsură subsolurile tehnice ale clădirilor.

B. ALIMENTAREA CU CĂLDURĂ DIN CENTRALELE TERMICE DE ANSAMBLU

Soluţia de alimentare cu căldură din centrale termice de ansamblu, producătoare de apă caldă pentru instalaţia de încălzire şi de apă caldă menajeră, se aplică prin eliminare în toate cazurile în care alimentarea centralizată cu căldură nu este economic a se adopta sau nu se poate realiza, fie nefiind planificată pentru etapa respectivă, fie lipsind echipamentul necesar.

Ţinînd seamă de limita inferioară economică pentru alimentarea centralizată — de la o centrală de apă fierbinte — care în general este de 50 Gcal/h, şi de raza tehnică şi economică de distribuţie a apei calde, rezultă că în viitor se vor putea proiecta centrale termice de ansamblu, cu capacităţi de 10 şi eventual 15 Gcal/h, ceea ce va necesita producerea unor capacităţi de cazane de apă caldă pînă la 3—5 Gcal/h.

Cazanele „Metalica“, produse în prezent la capacităţi sub 0,8 Gcal/h, limitează însă capacitatea centralelor la 5—6 Gcal/h, folosind şi în acest caz un număr exagerat de cazane. Trebuie adăugat faptul că randamentul scăzut al cazanelor produse în prezent face ca, de multe ori, să se recomande utilizarea neeconomică a unor cazane mici de apă fierbinte (2 Gcal/h), numai pentru faptul că au un randament mai ridicat decît actualele cazane de apă caldă.

Măsurile pe care MICM le întrevede pentru viitor, de extindere a capacităţilor, vor permite utilizarea unor soluţii mai raţionale.

Producerea unor noi tipuri de cazane va trebui însoţită şi de cea a instalaţiilor de ardere şi automatizare aferente.

Pentru localităţile cu ansambluri mici de locuinţe (100—300 apartamente), este necesar ca centrala termică să aibă posibilităţi de extindere. Aceeaşi situaţie este şi pentru unele dotări (în special şcoli, policlinici) realizate în zone restructurabile unde se întrevede apariţia unor noi consumatori. Practica a condus la fixarea unei capacităţi de 5 Gcal/h, drept limită de extindere. Este meritul proiectanţilor de a putea întrevedea capacitatea finală a centralei, ţinînd seama de sistematizarea prevăzută. De multe ori, o simplă negaţie formală a organelor de resort privind dezvoltarea unei zone — infirmată apoi de realitate — a condus la apariţia a mai multe centrale termice mici la distanţe apropiate. O soluţie economică este aceea de a realiza centrala termică pe tronsoane după etapele de dezvoltare, lăsînd de la început numai spaţiul necesar extinderii.

O atenţie deosebită trebuie acordată mediului rural sau la periferia unor mici oraşe unde apar numeroase dotări, fără a exista o sistematizare.

În oricare din situaţii, la întocmirea bilanţului termic al zonei trebuie luaţi în considerare, pe lîngă consumatorii noi, proiectaţi şi cei existenţi, industriile, dotările, clădirile vechi cu încălzire centrală sau susceptibile de a fi încălzite central în viitor.

Amplasarea centralei termice se face în general în centrul de greutate al consumului, ţinînd seama însă şi de regimul de înălţimi şi de condiţiile impuse de vasul de expansiune. În legătură cu aceasta, este necesar ca cercetătorii noştri să adîncească problemele legate de montarea vasului deschis la distanţă mare de centrala termică sau cele ale amplasării unui vas închis în centrala termică.

★

Analiza problemelor actuale ale alimentării cu căldură în ansambluri urbane arată că în prezent se ridică numeroase probleme, fără a căror rezolvare nu se pot asigura soluţii raţionale şi economice. În fruntea acestora sînt cele privind baza materială, dar în mare măsură se ridică şi probleme de studii, cercetări, experimentări şi asigurarea unui personal calificat de exploatare. Nu sînt de neglijat nici sarcinile organizatorice, în special cele privind concentrarea tuturor problemelor în atenţia unui singur organ central care să urmărească rezolvarea lor.

Noi linii tehnologice de fabricare a cimentului realizate în Republica Socialistă România

Ing. L. Zaharia şi ing. C. Dimitrescu

1. DEZVOLTAREA INDUSTRIEI CIMENTULUI ÎN ROMÂNIA ÎN PERIOADA 1960—1965

În conformitate cu planul de şase ani, de dezvoltare a economiei naţionale în perioada 1960—1965, industria cimentului din ţara noastră a intrat într-o perioadă nouă, de dezvoltare accelerată, caracterizată prin :

— creşterea importantă a producţiei, ilustrată de tabela 1 [1] ;

— creşterea rapidă a producţiei de ciment pe cap de locuitor, după cum rezultă din tabela 1, întocmită pe baza datelor statistice [1] ;

— reducerea continuă a consumului specific de combustibil, în vederea asigurării necesarului tot mai mare de gaze naturale şi petrol ca materii prime pentru industria chimică, astfel cum se vede din tabela 2 [2] ;

— creşterea continuă a productivităţii muncii (tabela 2) ;

— reducerea continuă a preţului de cost (tabela 2) ;

— repartizarea mai justă pe teritoriul ţării a capacităţilor de producţie, în vederea reducerii distanţei medii de transport a cimentului ;

— mărirea numărului de sortimente produse, care, de la 7 în 1950, a ajuns la 20 în 1964.

Dintre principiile pe care s-a bazat dezvoltarea industriei noastre de ciment în această perioadă şi care au făcut posibilă realizarea apreciabilelor progrese amintite, se vor cita cele mai importante :

— însuşirea în fabricaţie a unor tipuri moderne de linii tehnologice ;

— îmbunătăţirea indicilor de utilizare a instalaţiilor existente şi dezvoltarea fabricilor de la Fieni, Bicaz, Turda şi Medgidia, pe această cale urmînd a se realiza circa 50% din sporul de producţie din 1965, faţă de 1959 ;

— crearea de noi unităţi industriale cu utilaje de nivel tehnic superior ;

— concentrarea producţiei în fabrici mari, ilustrată de datele din tabela 3 [2] ;

— mărire capacităţii medii unitare a liniilor tehnologice, după cum se vede din tabela 4 [2];

— mecanizarea completă a procesului de fabricaţie, introducerea de comenzi centralizate, instalaţii de blocaj şi automatizări parţiale ale unor operaţii tehnologice.

În perioada 1960—1964, sporurile de producţie s-au realizat numai prin dezvoltarea fabricilor existente. Noile linii tehnologice s-au instalat în funcţie de rezervele de materii prime şi în limita spaţiilor disponibile, astfel încît să nu fie necesare lucrări deosebit de grele şi oneroase.

S-au întocmit studii tehnico-economice, în vederea stabilirii liniei de dezvoltare în continuare a industriei cimentului din Republica Socialistă România, în perioada 1966—1970, analizîndu-se problema construirii de fabrici noi. S-au studiat zăcămintele de materii prime şi s-a stabilit, în funcţie de repartiţia lor teritorială, de rezervele de materii prime, de distanţele medii de transport al cimentului şi de indicatorii specifici (investiţii, productivităţi, preţ de cost), că noile unităţi vor avea capacităţi de producţie de circa /2 milioane tone anual.

Prima fabrică nouă de acest tip este în construcţie la Bîrseşti şi a intrat parţial în funcţiune.

Tabela 1

Dinamica producţiei de ciment a României în perioada 1959—1964

Anul	Producţia	
	mii t / an	kg / om, an
1959	2 851	156
1960	3 054	166
1961	3 308	177
1962	3 489	186
1963	4 369	232
1964	4 752	250

Tabela 2

Dinamica productivității muncii, a consumului specific de combustibil și a prețului de cost în industria cimentului din România în perioada 1959—1963
(1955 = 100%)

	Anul		
	1959	1960	1963
Productivitatea muncii	145	147	188
Consumul specific de combustibil	88	86	81
Prețul de cost	81	80	70

2. CARACTERISTICILE DE BAZĂ ALE NOILOR LINII TEHNOLOGICE

Procedeul de fabricație și capacitatea de producție a liniilor tehnologice au făcut obiectul unor studii întocmite de I.P.C.M.C. în 1959—1960, care au condus la concluziile ce se vor prezenta aici pe scurt.

Din punct de vedere al procedeului de fabricație, trebuie luate în considerație, în prezent, procedeul umed și cel uscat. În cazul unor materii prime, care se pretează a fi prelucrate prin ambele procedee, primul este mai avantajos atît timp cît între prețul combustibilului și cel al energiei electrice există relația

$$\frac{\text{lei/kcal}}{\text{lei/kWh}} \leqslant 0{,}75 \times 10^{-4}.$$

Dacă acest raport depășește limita arătată, procedeul uscat poate avea o mai mare eficacitate economică [3].

Pe această bază precum și datorită faptului că dezvoltările importante erau posibile în fabricile cu procedeu de fabricație umed și a necesității de a se pregăti un export de linii moderne de ciment, cu un procent minim de import, s-a adoptat, în perioada 1960—1963, procedeul de fabricație umed.

Ulterior, dezvoltarea industriei de ciment din țara noastră s-a axat pe linii cu procedeu de fabricație uscat. Aceasta a fost necesar deoarece evoluția prețurilor combustibililor și energiei electrice a făcut ca raportul dintre prețul kilocaloriei și cel al kilowattului-oră să depășească limita menționată anterior. În plus, datorită posibilității de a se importa unele agregate moderne pentru linii cu procedeu de fabricație uscat, însăși această limită s-a modificat. Cu ocazia întocmirii studiilor amintite, diferența de consum specific de combustibil s-a luat 350 kcal/kg clincher, în timp ce cuptoarele moderne cu schimbător de căldură în suspensie, al căror consum specific este de 950 kcal/kg clincher, dau o diferență de 500 kcal/kg clincher, față de cele circa 1 450 kcal/kg clincher ale cuptoarelor noi cu procedeu de fabricație umed. Pe de altă parte, diferența de consum specific de energie, în ipoteza adoptării unor instalații de omogenizare pneumatică a făinii și a unor instalații de măcinare și uscare eficiente, cu mori uscătoare în circuit închis, nu depășește 15 kWh/t clincher. Rezultă deci că, pentru ca procedeul de fabricație umed să fie avantajos, este necesar să fie îndeplinită condiția

$$\frac{\text{lei/kcal}}{\text{lei/kWh}} \leqslant 0{,}3 \times 10^{-4}.$$

Tabela 3

Creșterea capacității fabricilor de ciment din România în perioada 1950—1964

Număr de fabrici	1950	10
	1964	9*)

Capacități în 1950 (în mii t/an)	1 020
Spor de capacitate prin folosirea mai bună a capacității existente în 1950 (în mii t/an)	570
Scoateri din funcțiune de capacități din cele existente în 1950 (în mii t/an)	130
Capacități nou create (în mii t/an)	3 940
Capacități existente în 1964 (în mii t/an)	5 400

*) Una din fabricile vechi a fost dezafectată.

Tabela 4

Creșterea capacității medii a liniilor tehnologice în România în perioada 1950—1964

			Anul	
			1950	1964
Linii tehnologice vechi	Număr		21	17
	Capacitate (în mii t/an)	Minimă	10	10
		Maximă	100	130
		Medie	49	85
Linii tehnologice noi	Număr		—	22
	Capacitate (în mii t/an)	Minimă	—	130
		Maximă	—	320
		Medie	—	177
TOTAL linii tehnologice	Număr		21	39
	Capacitate (în mii t/an)	Minimă	10	10
		Maximă	100	320
		Medie	49	138

Deoarece acest raport este în prezent de circa $0{,}8 \times 10^{-4}$, în cazul folosirii gazului metan, și de circa $1{,}1 \times 10^{-4}$, în cazul utilizării păcurei, se vede că procedeul de fabricație uscat a devenit net mai avantajos decît cel umed.

În ceea ce privește capacitatea liniei tehnologice, studiile făcute au arătat că există certe avantaje tehnico-economice, care pledează în favoarea capacităților mari. Pe considerente de posibilități de execuție în țară a agregatelor de bază și ținîndu-se seamă și de necesitățile de încadrare în ansamblurile fabricilor dezvoltate, s-a adoptat, pentru liniile cu procedeu de fabricație umed, capacitatea de 800 t clincher pe 24 ore. Aceeași capacitate a fost adoptată și pentru liniile cu procedeu de fabricație uscat, deoarece, la data întocmirii proiectului pentru fabrica Bîrsești, aceasta era cea mai mare capacitate realizată în străinătate cu un cuptor cu schimbător de căldură în suspensie.

Se va prezenta, în cele ce urmează, linia de 800 t clincher pe zi, cu procedeu de fabricație umed, cîteva dintre problemele tehnice rezolvate cu ocazia realizării acestei linii și principalii ei indicatori.

3. LINIA TEHNOLOGICĂ DE 800 T CLINCHER PE ZI, CU PROCEDEU DE FABRICAȚIE UMED

a. **Componența liniei tehnologice.** Se va da aici o prezentare de ansamblu a liniei tehnologice, indicîndu-se caracteristicile agregatelor de bază.

S-a avut în vedere folosirea, ca materii prime, a calcarului și argilei, respectiv a calcarului și marnei, cu eventualele adaosuri de corecție.

Concasarea calcarului se face în două trepte, dintre care prima este amplasată fie în carieră, fie în vecinătatea fabricii, iar cea de a doua este amplasată în incinta fabricii. Între aceste două trepte de concasare este intercalată uneori o stație de clasare, care permite a se obține, în afară de materialul necesar fabricării cimentului, calcar cu diferite granulații, pentru fabricarea varului și pentru industriile chimică și siderurgică.

Pentru preconcasarea calcarului sînt utilizate concasoare cu fălci, cu gura de alimentare de 900 × × 1 200 mm, cu deschiderea de evacuare reglabilă pînă la 250 mm, acționate de motoare de 130 kW și echipate cu instalații de ungere. Debitul unui astfel de concasor variază în funcție de deschiderea de evacuare și de caracteristicile calcarului, de la 150 la 250 t pe oră. Dimensiunile maxime ale blocurilor introduse în aceste concasoare sînt de 750 mm.

Clasarea calcarului este asigurată de ciururi vibratoare cu site de 6 m^2, acționate de motoare de 13 kW. Capacitatea acestor ciururi concordă cu aceea a concasoarelor primare, ceea ce a permis realizarea de linii de preconcasare și clasare în flux continuu (concasor-ciur-siloz).

În cea de a doua treaptă de concasare a calcarului sînt instalate concasoare cu ciocane, cu două rotoare cu 2 × 8 ciocane de 75 kg. Acest tip de concasor este acționat de un motor de 100 kW, debitul lui fiind de circa 100 t pe oră, cînd sfărîmă material preconcasat, și de 60—80 t pe oră, cînd sfărîmă material brut adus din carieră, în blocuri cu dimensiuni de maximum 700 mm. Granulația produsului concasat este de 0—25 mm. Aceste agregate au fost utilizate anterior în cadrul liniilor de 270 t clincher pe zi, proiectate și construite în Republica Socialistă România.

Concasarea marnei se face într-o singură treaptă, în concasoare cu ciocane, sau în două trepte, în concasoare cu fălci și apoi în concasoare cu ciocane, de aceleași tipuri ca acelea utilizate pentru concasarea calcarului.

Argila se deleiază în delaioare de Ø 12 m, acționate de motoare de 80 kW, al căror debit este de circa 30 t material uscat pe oră. Aceste agregate produc o pastă de argilă cu o umiditate de 50—60%.

Transportul pastei de argilă și al pastei rezultate din măcinarea umedă a materiilor prime se face cu ajutorul pompelor centrifuge cu un debit de 100 m^3/h, cu o înălțime de refulare de 47 m, acționate de motoare de 75 kW.

Secțiile de măcinare a materiilor prime și cimentului s-au rezolvat în două variante : cu mori tubulare Ø 2,6 × 13 m și cu mori Ø 3 × 14 m. Cea de a doua reprezintă soluția standard, adoptată în prezent pentru noile linii tehnologice, în timp ce varianta cu mori Ø 2,6 × 13 m și-a găsit aplicare numai în cadrul dezvoltării a două fabrici existente cu cîte un cuptor de 800 t clincher pe zi și la liniile de 650 t clincher pe zi, care s-au exportat în Cuba. Asupra caracteristicilor agregatelor secțiilor de măcinare se va reveni într-un paragraf special.

Pasta este pompată mai întîi în rezervoare de corecție Ø 12 m, cu o capacitate utilă de 1 500 m^3 și, de aici, la omogenizatoare Ø 30 m, cu o capacitate de 3 500 m^3, în care se depozitează pasta corectată. Aceasta poate fi trimisă apoi la cuptoare. Omogenizatoarele au mecanisme de agitare mecanică și pneumatică, cu un pod radial rotativ, care susține trei agitatoare. Podul este acționat de un motor de 16 kW, iar agitatoarele sînt acționate de cîte un motor de 4,5 kW.

Secția de ardere a clincherului, cu cuptoare rotative Ø 4/3, 6/4 × 150 m, va fi descrisă într-un paragraf special.

Transportul clincherului a fost rezolvat cu transportoare cu cupe, cu lanț, sau cu bandă de cauciuc concavă, conform situației locale din fabricile în care s-au instalat noile linii tehnologice. Atunci cînd cuptoarele sînt echipate cu răcitoare cu grătar, temperatura clincherului este suficient de mică, pentru ca acesta să poată fi trimis direct la morile de ciment.

Pentru concasarea ghipsului sînt folosite concasoare cu ciocane, cu două rotoare, avînd 2 × 4 ciocane de 16 kg, de tipul realizat la noi în țară, în cadrul liniilor de 270 t clincher pe zi. Acest tip de concasor este acționat de un motor de 40 kW, iar debitul său este de circa 20 t pe oră, cînd sfărîmă bucăți de material cu dimensiuni de maximum 400 mm. Granulația produsului concasat este de 0—20 mm.

În fabricile din Republica Socialistă România se utilizează, ca principal adaos la măcinarea cimentului, zgura granulată de furnal. Acest material se usucă în prealabil în uscătoare rotative Ø 2,4 × × 14,55 m, echipate cu focare pentru arderea cu gaz metan sau păcură. Capacitatea de uscare a unui uscător de acest tip este de circa 3 t pe oră, cu un consum specific de căldură de 1 200 kcal/kg apă. Uscătoarele Ø 2,4 × 14,55 m au fost utilizate anterior în cadrul liniilor de 270 t clincher pe zi.

Elementele caracteristice, apărute în ansamblul secției de silozuri de ciment, însăcuire și expediție, sînt mașinile de însăcuit rotative cu 14 guri, cu fluidificare, cu un debit de 95 t pe oră și încărcătoarele mobile cu benzi articulate, pentru încărcarea sacilor cu ciment în vagoane. Pentru a se realiza o cît mai mare productivitate a muncii, noile rampe de expediție au fost proiectate fără depozite de saci plini. Capacitatea de însăcuire este suficient de mare pentru a asigura încărcarea garniturilor de vagoane în timpul cît staționează pe liniile rampelor. Sacii cu ciment sînt duși de sisteme de transportoare cu bandă de cauciuc pînă la încărcătoarele, care îi așază în vagoane.

Aerul comprimat, necesar pentru barbotarea pastei, transportul pneumatic al cimentului, fluidificarea și extracția cimentului din silozuri, este produs de compresoare cu piston de 45 m^3/min, 7 at, cu motoare de 300 kW.

b. **Secția de ardere a clincherului.** Cuptorul rotativ Ø 4/3, 6/4 × 150 m este agregatul conducător al liniei tehnologice și, cu cele circa 2 000 t ale sale, în care se includ greutățile căptușelii refractare și a materialului conținut, este în prezent cel mai greu utilaj rotativ din țară. Mantaua acestui cuptor, de construcție complet sudată, este alcătuită din tronsoane care se asamblează pe șantier. Grosimea maximă a virolelor este de 55 mm, iar greutatea celui mai mare tronson, de circa 28 t. Cuptorul este susținut de șapte reazeme, prin intermediul unor inele de rulare de circa 4 800 mm diametru și 22 t greutate netă. Cuptorul este acționat de un motor de 250 kW, prin intermediul unui reductor cu raport de reducție 120:1 (580/4,8) și al unui angrenaj final pinion-coroană dințată. Aceasta are diametrul de circa 5 950 mm, lățimea de 650 mm, dantură modul 42 și o greutate de circa 30 t, asamblarea ei cu corpul cuptorului fiind de tip dublu articulat.

Cuptorul este echipat cu recuperatoare interioare de căldură : perdele de lanțuri și recuperator celular.

Pentru rotirea lentă a cuptorului s-a prevăzut un grup de acționare auxiliar, cu motor de 7,5 kW.

Turația cuptorului în regim normal este de 1,1 rot/min, ea putînd fi reglată în jos pînă la 0,55 rot/min, cu un reostat de reglaj. În cazul acționării cu grupul auxiliar, turația cuptorului este de 1 rot/min.

La capătul cald, în locul de îmbinare a tubului cuptorului cu antefocarul, s-a prevăzut o etanșare aerodinamică, evitîndu-se intrarea de aer fals și asigurîndu-se un joc important, de circa 250 mm, pentru a se putea prelua dilatările.

Ungerea reductorului se face cu ajutorul unei instalații automate, cu o pompă centrifugă în funcțiune și una de rezervă.

În circuitul uleiului se găsesc un decantor cu rezistențe electrice de încălzire, pentru depunerea impurităților, și un răcitor cu serpentină cu apă.

Cuptorul este alimentat cu pastă, cu ajutorul unui dozator volumetric cu roată cu cupe, a cărei turație este sincronizată cu aceea a cuptorului, printr-un grup Ward-Leonard.

Răcirea clincherului se face în răcitoare cu grătar orizontal, parțial importate și parțial executate în țară. Se asigură astfel o răcire intensă a clincherului, pînă la +65°C, recuperîndu-se integral căldura cedată de material, care este utilizată la încălzirea aerului secundar. La evacuarea de pe grătar, bulgării de clincher trec printr-un concasor cu ciocane, care îi sfărîmă în bucăți cu dimenisiuni de maximum 25 mm.

Puterea instalată a tuturor motoarelor răcitorului este de circa 270 kW.

Clincherul poate fi transportat cu transportoare cu bandă de cauciuc, direct la buncărele morilor de ciment, soluție care a fost adoptată în cadrul dezvoltării fabricii de ciment Turda.

S-a realizat și o variantă de răcire a clincherului cu răcitor tubular.

Cuptorul este echipat cu instalații de ardere pentru gaz metan și păcură, aerul primar fiind dat de un ventilator de 10 m^3/s, 400 mm coloană de apă, acționat de un motor de 100 kW.

Tirajul mecanic este asigurat de un exhaustor de 100 m^3/s, 150 mm coloană apă, acționat de un motor de 320 kW.

Gazele evacuate din cuptor sînt desprăfuite într-un filtru electrostatic, care funcționează cu tensiune continuă de 50—70 kV, furnizată de o stație de redresare cu redresori cu seleniu. Puterea totală instalată a unui astfel de agregat este de circa 100 kW.

Producția nominală a cuptorului este de 33,3 t pe oră, respectiv 800 t pe zi, cu un consum specific de căldură de 1 450 kcal/kg clincher, cînd umiditatea pastei este 36%. Capacitatea nominală a fost însă depășită de toate cuptoarele în funcțiune, ele realizînd producții de 900—950 t clincher pe zi.

În paralel cu producția cuptoarelor de 800 t clincher pe zi, s-a pus la punct fabricația unui tip de cuptor Ø 3,6 × 150 m, cu o producție de 650 t clincher pe zi, pentru export.

c. **Secțiile de măcinare a materiilor prime și cimentului.** Utilajul de bază al acestor secții este moara tubulară Ø 3 × 14 m, cu trei camere, funcționînd în circuit deschis. Pentru măcinarea cimentului, s-a realizat și o variantă de moară Ø 3×14 m în circuit închis, cu alimentare pe la cele două capete și descărcare centrală.

Mantaua morii, în construcție complet sudată, este executată din virole cu grosimi de maximum 50 mm. Tubul morii este închis la capete cu funduri din oțel turnat, avînd fusuri de așezare în cele două paliere de alunecare, de tip oscilant. Moara este acționată de un motor de 1600 kW, prin intermediul unui reductor cu raport de reducție 12,5 : 1 (980/78,3) și al unui angrenaj final pinion-coroană dințată. Aceasta are un diametru maxim de 4 970 mm, lățimea de 600 mm, dantură modul 36 și o greutate de 17,7 t, fiind montată pe tubul morii la capătul de evacuare.

Pentru rotirea lentă a morii s-a prevăzut un grup de acționare auxiliar, cu motor de 22 kW.

Turația morii în regim normal este de 17,8 rot/min, iar în cazul acționării cu grupul auxiliar, de 0,18 rot/min. În prezent se fac încercări pentru determinarea turației optime a morii.

Ungerea reductorului se face cu o instalație automată, similară cu aceea utilizată pentru ungerea reductorului cuptorului. O altă instalație, de același tip, asigură ungerea lagărelor morii.

Morile sînt alimentate cu dozatoare gravimetrice cu bandă de cauciuc, a căror precizie este de ± 1%. În fabricile unde se folosește ca materie primă argila deleiabilă, pasta de argilă se introduce în mori cu ajutorul unor dozatoare cu roată cu cupe, similare cu acelea ale cuptorului.

Moara de ciment este echipată cu o instalație de ventilație și desprăfuire, formată dintr-o baterie de două cicloane Ø 2 000 mm, un filtru cu 240 saci, cu o suprafață filtrantă totală de 360 m^2 și o suprafață de filtrare continuă de 324 m^2, un ventilator de 45 000 m^3/h, 200 mm coloană apă, cu un motor de 75 kW și tubulatura aferentă.

Producția morii de pastă este de 60 t/h material uscat, cu un reziduu de 8—10% pe sita de 4 900 ochiuri/cm^2, în ipoteza unor materii prime cu aptitudine medie la măcinare.

Producția morii de ciment, în ipoteza măcinării pînă la un reziduu de 6—8% pe sita de 4 900 ochiuri/cm^2, este de 42 t/h în circuit deschis și 50 t/h în circuit închis.

d. **Probleme de automatizare.** Problema automatizării liniilor propriu-zise a liniilor de ciment nu și-a găsit încă o soluție definitivă nici pe plan mondial, ea fiind încă în fază experimentală.

Liniile tehnologice, prezentate în articolul de față, au fost echipate cu comenzi centralizate, pe secții. De asemenea, s-au prevăzut instalații de blocaj, astfel că oprirea unui utilaj atrage oprirea automată a tuturor utilajelor situate în amonte pe fluxul tehnologic, respectiv pornirea unui utilaj se poate face numai după pornirea tuturor utilajelor din aval.

Secția de ardere a clincherului este dotată cu aparate de măsură și control, realizîndu-se controlul temperaturii gazelor din camera de fum, a electrolitului din reostate și a uleiului, controlul depresiunii în camera de fum și în tubulaturile aferente filtrului electrostatic, măsurarea depresiunii și debitului aerului primar, analiza gazelor arse, contorizarea turației cuptorului, semnalizarea deplasării axiale a cuptorului, semnalizarea pozițiilor diferitelor registre și șibere comandate de la distanță etc.

În secțiile de măcinare, se menține constant debitul gravimetric de material introdus în mori și proporțiile diferitelor componente. Se măsoară de asemenea temperatura și presiunea uleiului din instalațiile de ungere a lagărelor și reductoarelor. Cînd condițiile normale de ungere nu sînt asigurate, intră în funcțiune un sistem de alarmă și apoi se oprește moara.

e. **Protecția muncii.** S-au prevăzut apărătoare și carcase pentru toate piesele în mișcare precum și balustrade la toate scările și platformele.

Instalațiile tehnologice sînt astfel concepute încît să asigure un flux continuu de materiale, fără supraîncărcări ale vreunui agregat, pentru a se evita blocări și opriri accidentale.

S-au asigurat, în toate secțiile, spații de circulație corespunzătoare, care permit un acces comod la toate agregatele.

Pentru manipularea pieselor grele s-au prevăzut diferite aparate de ridicat : palane, monoraiuri, poduri rulante etc.

4. PROBLEME TEHNICE LEGATE DE REALIZAREA LINIILOR DE 800 T CLINCHER PE ZI

Problemele cele mai dificile au apărut cu ocazia realizării cuptoarelor și morilor, care sînt agregatele cele mai mari ale liniei tehnologice.

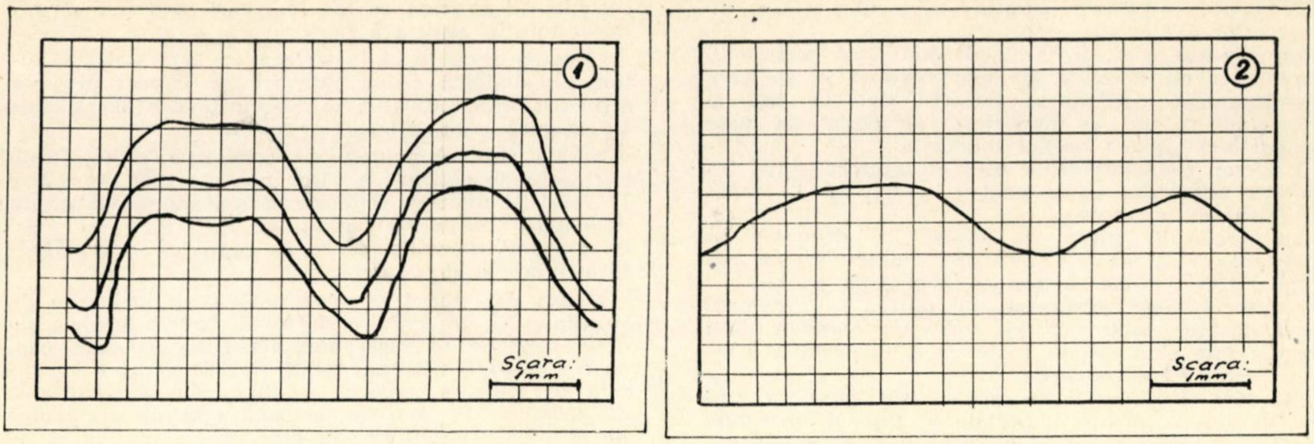


Fig. 1. Curbele deformaţiilor secţiunii transversale a cuptoarelor Ø 3 x 88,67 m (1) şi Ø 4/3, 6/4 x 150 m (2), lingă reazemul 1

Modul judicios de alegere a metodelor de calcul şi soluţiilor constructive ale cuptorului a dus la un indice foarte bun de greutate specifică a acestui utilaj, după cum se vede în tabela 5, în care s-au dat comparativ date asupra cuptorului Ø 4/3, 6/4 × 150 m şi a cîtorva cuptoare de mare capacitate, construite de firme străine. Buna rigiditate a tubului cuptorului este ilustrată de diagramele deformaţiilor, măsurate cu aparatul Sheltest, date în figura 1. S-au dat, pentru comparaţie, şi diagramele deformaţiilor cuptoarelor de 270 t clincher pe zi. Dintre soluţiile moderne adoptate în construcţia cuptorului se citează :

— capul cald cu răcire prin insuflare şi etanşare aerodinamică ;

— asamblarea dublu articulată a coroanei dinţate;

— construcţia antefocarului.

Dintre problemele de tehnologie de execuţie se citează :

— îndoirea tablelor de mari dimensiuni, de grosimi mergînd pînă la 55 mm ;

— turnarea de piese mari, cu greutăţi de peste 20 t ;

— prelucrarea unor inele de rulare cu diametre mari, pînă la 5 m ;

— prelucrarea de danturi în coroane dinţate cu diametre mari, pînă la 6 m ;

— sudarea automată a virolelor, care alcătuiesc tronsoanele de cuptor şi de mori ;

— detensionarea completă a cusăturilor sudate ;

— sudarea în baie de zgură a unor secţiuni de dimensiuni mari, de 300 × 600 mm ;

— controlul cu raze gama al îmbinărilor sudate de mari dimensiuni ;

— prelucrarea danturilor roţilor dinţate ale reductoarelor pentru puteri mari, pînă la 1 600 kW ;

— turnarea blindajelor de mori din oţel manganos austenitic de mare durabilitate ;

— realizarea de cuplaje speciale, care nu transmit vibraţiile şi şocurile de la mori la reductoarele acestora ;

— realizarea unui montaj perfect al morilor, pentru prelucrarea cărora s-a construit un dispozitiv special de strunjire dintr-o singură prindere.

Dintre problemele de montaj, se citează realizarea unor macarale portal de 80 t forţă de ridicare, folosite la montarea cuptoarelor.

5. PRINCIPALII INDICATORI AI NOILOR LINII

În tabela 6 s-au dat principalii indicatori ai noii linii tehnologice, în procente din cei ai liniei de 270 t clincher pe zi. Nivelul tehnic superior al utilajelor, care alcătuiesc liniile noi, cît şi acela al soluţiilor adoptate în proiectarea ansamblurilor industriale respective, se reflectă în valorile sensibil îmbunătăţite ale acestor indicatori.

Tabela 5

Comparaţie între greutatea cuptorului ∅ 4/3, 6/4 × 150 m cu procedeu de fabricaţie umed şi greutăţile unor cuptoare similare realizate în străinătate

Nr. crt.	Caracteristici	Unit. de măsură	Producător				
			Republica Socialistă România	Allis Chalmers (S.U.A.)	R.D.G.	U.R.S.S.	U.R.S.S.
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Producţie nominală	$\frac{t}{24\ h}$	800	660	1 200	900	1 200
2	Dimensiuni	m	Ø 4/3,6/4 × × 150		Ø 4,5 × 170	Ø 4 × 150	Ø 4,5 × 170
3	Greutate utilaj	t	1 150	950	2 000	1 403	1 756
4	Greutate specifică (raportată la producţia zilnică)	$\frac{t}{t.\ cl.}$	1,44	1,43	1,67	1,56	1,55

Tabela 6

Principalii indicatori ai liniilor de 800 t clincher pe 24 ore cu procedeu de fabricaţie umed

Nr. crt.	Denumirea	Valori
1	2	3
	A. *Indicatori individuali ai liniei*	
	(în % din cei ai liniei de 270 t clincher pe 24 ore)	
1	Capacitatea de producţie	270*)
2	Consumul specific de combustibil la arderea clincherului	86
3	Greutatea utilajelor secţiilor de măcinare a materiilor prime şi ardere a clincherului	90
	B. *Indicatori ai ansamblului fabricii*	
	(în % din media celor ai fabricilor Fieni, Bicaz, Turda şi Medgidia, înainte de dezvoltare)	
1	Investiţia specifică	50**)
2	Consumul specific de energie	101**)
3	Productivitatea muncii	160**)
4	Preţul de cost al cimentului	96**)

*) S-au luat în consideraţie producţiile realizate, adică 350, respectiv 950 t pe zi.

**) Cifrele reprezintă indicatorii medii ai celor patru fabrici, după dezvoltare.

Se remarcă numai o uşoară creştere a consumului specific de energie, explicabil prin introducerea unor utilaje noi de eficienţă mai mare decît cea a liniei de 270 t clincher pe zi, cum sînt răcitoarele cu grătar pentru clincher şi filtrele electrostatice, pentru desprăfuirea gazelor evacuate din cuptoare.

6. CONCLUZII

Prin caracteristicile sale tehnice superioare şi prin indicatorii săi favorabili, linia tehnologică de 800 t clincher pe zi, cu procedeu de fabricaţie umed, reprezintă o realizare importantă a industriei noastre. Trebuie subliniat că, în afară de cîteva elemente cu caracter special (dozatoarele gravimetrice, maşinile de însăcuit rotative cu fluidificare, încărcătoarele mobile cu benzi articulate pentru saci şi parţial răcitoarele-grătar), atît ansamblul liniei, cît şi agregatele componente au fost concepute şi executate în ţara noastră.

Bibliografie

[1] *Anuarul statistic al R.P.R.* — 1964.

[2] *Industria României 1944—1964.*

[3] Ing. Dimitrescu C. şi ing. Vernea S. : *Probleme tehnice legate de dezvoltarea industriei cimentului din Republica Populară Română* , în Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii nr. 12/1959.

Experimentări în vederea utilizării morilor tubulare cu bare la măcinarea umedă a materiilor prime pentru industria cimentului

Ing. C. Popescu, ing. S. Dorojan şi ing. N. Theodorescu

Ideea introducerii barelor de oţel în interiorul unei mori, în locul corpurilor de măcinare sferice, aparţine lui Zarenko, care în anul 1870 a obţinut un patent pentru acest tip de moară.

Morile cu bare pot fi cu una sau mai multe camere ; în acest din urmă caz, barele se utilizează în camera de măcinare primară.

În industria minieră se folosesc astfel de mori la prepararea minereurilor, la măcinarea cocsului şi a nisipurilor calcaroase şi silicioase ; în ultimele două decenii, morile cu bare şi-au căpătat o largă utilizare în S.U.A. la producerea agregatelor pentru construcţiile de baraje.

Experimentările efectuate în străinătate cu aceste mori au evidenţiat următoarele caracteristici tehnologice ale procedeului, care îl fac indicat la măcinarea umedă a unor materii prime pentru industria cimentului :

— reducerea sau eliminarea fenomenelor de lipire — aglomerare a încărcăturii de corpuri de măcinare şi de aderare a materiilor prime pe blindaje, semnalate în unele cazuri la măcinarea în mori cu bile ;

— producerea de compoziţii granulare mai restrînse, cu proporţie redusă de material sub şi supragranular.

În principiu, o moară cu bare constă, ca şi o moară cu bile, dintr-un tub cilindric cu ax orizontal, care se roteşte pe două fusuri. Tubul cilindric şi fundurile sînt protejate, contra şocurilor şi a uzurii, cu plăci din oţel manganos care servesc în acelaşi timp la antrenarea materialului. Diametrul tubului morilor cu bare, construite pînă în prezent,variază de la 400—4 000 mm, iar lungimea părţii cilindrice a camerei cu bare este, în general, cuprinsă între 1,5—2,5 ori diametrul.

Încercări efectuate pe diferite mori cu bare, în vederea stabilirii vitezei de rotaţie optime, au condus la concluzia că morile cu bare lucrează mai bine cînd se apropie de viteza periferică de 135 m/min, corespunzătoare la 76% din viteza de rotaţie critică a unei mori cu Ø 1,8 m.

Lucrarea de faţă prezintă rezultatele obţinute cu ocazia experimentării producerii pastei din materiile prime ale Fabricii de ciment Fieni, într-o moară Ø 2,2 × 11 m, a cărei primă cameră (3,2 m lungime) a fost încărcată cu bare ; alegerea acestei fabrici pentru experimentare s-a făcut pe considerentul că fenomenul de blocare a camerei întîia încărcată cu bile, la morile de pastă, este mai frecvent decît la celelalte fabrici.

Experimentările s-au executat cu colaborarea fabricii de ciment Fieni.

1. EXPERIMENTĂRI EFECTUATE ŞI REZULTATE OBŢINUTE

1.1. Echiparea morii

Experienţele, privind măcinarea pastei în mori cu bare, s-au efectuat la moara de pastă nr. 3 Ø 2,2 × 11 m, cu turația 20,5 rot/min — respectiv 70% din turația critică — căreia îi corespunde o viteză periferică de 135 m/min.

Moara este compartimentată după cum urmează :

Tabela 1

Compartimentarea morii

Camera	*Lungimea (mm)*
I	3 200
II-a	2 310
III-a	5 090

Camera I a fost blindată cu plăci din oțel manganos așezate în cascadă inversă, camera a II-a cu plăci așezate în cascadă normală și camera a III-a cu plăci ondulate.

Pereții despărțitori dintre camerele I—II, II—III și cel de evacuare sînt prevăzuți cu deschideri (fante) cuprinse între 7—10 mm, 6—8 mm și 4—6 mm.

1.2. Încărcătura de bare a camerei I

În locul corpurilor de măcinare sferice, în camera I s-au folosit bare din oțel OL 60 STAS 500/63, de Ø 70, 60 și 40 mm, cu lungimea de 3 100 mm.

Experimentările s-au efectuat în patru etape, cu încărcătură de bare în camera întîia, și o etapă — a V-a — cu încărcătură de bile, ale cărei rezultate servesc ca termen de comparație.

La fiecare etapă de măsurători s-a procedat la verificarea încărcăturii și a stării blindajelor și a pereților despărțitori; corpurile de măcinare au fost descărcate, sortate, cîntărite, completată încărcătura și apoi reintrodusă în moară.

Rețeta de încărcare cu bile — arătată în tabela 3—a fost cea folosită de fabrica de ciment Fieni.

1.3. Durata experimentărilor

Moara de pastă nr. 3 a funcționat cu încărcătură de bare în camera I în total 2 507 ore.

Durata măsurătorilor pentru fiecare etapă a fost de 52—57 ore.

1.4. Modul de efectuare a măsurătorilor

Tabela 2

Încărcăturile de corpuri de măcinare ale camerei I

Etapa	Dimensiuni Ø × 3100 (mm)	Cantități		(%)	H/D = înălțime/diametru în mm φ = gradul de umplere
		(bucăți)	(kg)		
I	70	48	4 492,8	47,2	H/D = 0,77
	60	48	3 302,4	34,7	φ = 17,5%
	40	56	1 713,6	18,1	
	Total	152	9 508,8	100	
II	70	98	9 030	64,9	H/D = 0,68
	60	48	3 182	22,8	φ = 27,5%
	40	56	1 703	12,3	
	Total	202	13 915	100	
III	70	89	7 850	56,8	H/D = 0,709
	60	87	5 985	43,2	φ = 25,2%
	Total	176	13 835	100	
IV	70	99	8 299,5	59,3	H/D = 0,679
	60	89	5 740,5	40,7	φ = 27,8%
	Total	188	14 040	100	

Determinarea producției orare de pastă a morii s-a efectuat prin cronometrarea din 10 în 10 minute a timpului de umplere a vasului de control, montat la pîlnia de evacuare. Producția orară de material uscat (făină) s-a calculat din producția de pastă, procentul de apă în pastă și greutatea litrică, determinate pe probe medii orare, colectate din 10 în 10 minute, în cantități egale, de către laboratorul fabricii.

Tabela 3

Rețeta încărcăturii de bile

Camera I		Camera a II-a		Camera a III-a	
Dimens. (Ø mm)	Cantități (kg)	Dimensiuni (Ø mm)	Cantități (kg)	Dimensiuni Ø mm × lung.	Cantități (kg)
100	1 500	60	2 000	cilpebs	
90	3 500	50	3 000	Ø 24 × 33	20 000
80	4 000	40	5 000	Ø 20 × 31	
70	5 000				
Total	14 000	Total	10 000	Total	20 000

H/D = 0,631 H/D = 0,647 H/D = 0,684

φ = 33,4% φ = 31,5% φ = 27,1%

Tabela 4

Caracteristicile pastei și producția orară

Nr. crt.	Etapa	Caracteristici pastă					Producția făină t/h		Corpuri măcinare în camera I
		Apă (%)	Greut. litrică (g/l)	CaCO3 (%)	Finețe		Efectivă	Recalculată la 10% rest pe sita 009	
					Rest sita 02	Rest sita 009			
1	*I*	38,03	1 608	68,18	2,15	10,55	18,04	17,42	Bare
2	*II*	36,05	1 660	76,37	3,55	16,6	23,02	18,83	,,
3	*III*	41,6	1 583	73,2	1,98	10,72	21,0	20,04	,,
4	*IV*	36,3	1 656	78,3	2,3	10,5	21,3	20,9	,,
5	V	37,8	1 642	77,1	1,87	8,4	18,0	19,4	Bile

Celelalte caracteristici fizico-chimice ale pastei produse s-au determinat de către laboratorul fabricii după practica curentă.

1.5. **Rezultatele măsurătorilor efectuate**, privind producţia orară de pastă şi caracteristicile pastei, sînt redate în tabela 4.

În ultima etapă de măsurători — etapa a V-a — moara a fost încărcată cu bile şi în camera I.

Producţia specifică, recalculată la rest de 10 % pe sita 009, realizată la moara de pastă Ø 2,2 × 11 m încărcată cu bare — cca 14 t respectiv 4 762 kg/m^3 — în camera I a fost de 20,04 t/h făină uscată în etapa a III-a de măsurători, din ianuarie a.c., şi de 20,9 t/h în etapa a IV-a din iunie, fiind cu 3,3 şi respectiv 7,2 % mai mare decît cea realizată în etapa a V-a — 19,4 t/h, — cînd moara a fost încărcată cu bile în camera I.

Compoziţia granulometrică restrînsă, semnalată în literatură ca fiind specifică acestui procedeu de măcinare, nu a fost constatată direct, determinarea reziduurilor făcîndu-se pe pastă,deci după ce materialul a străbătut şi camerele a II-a şi a III-a ; este foarte probabil însă, ca sporul de producţie realizat să fie datorit în bună măsură tocmai mărunţirii mai uniforme a materialului în camera I şi uşurării, în acest mod, a sarcinilor camerelor a II-a şi a III-a.

Deşi valorile medii ale umidităţii pastei, înscrise în tabela 4, nu relevă acest lucru, în cursul experimentărilor s-a constatat că folosirea barelor în camera I face posibilă măcinarea unei paste cu umiditate mai scăzută, fără să se producă înfundarea camerei I. Astfel, unele probe momentane au avut umidităţi de 33—34 %, la un conţinut în procente de $CaCO_3$, al făinei uscate, de 85,2—88,7 %.

În decursul celor 2 507 ore de funcţionare cu încărcătură de bare în camera I, moara nu a mai prezentat tendinţe de înfundare sau aglomerare a încărcăturii, fenomen care, în aceeaşi perioadă de timp, a fost frecvent la celelalte mori cu încărcătură numai de bile.

În ceea ce priveşte comportarea barelor în exploatare, sînt de făcut următoarele observaţii :

— barele de Ø 40 mm, din materialul folosit, se strîmbă şi în final se rup, ceea ce a determinat eliminarea lor din încărcătură, începînd cu etapa a III-a de măsurători ;

— uzura barelor — respectiv consumul specific de oţel — considerînd că barele ajunse la Ø 40 mm trebuie eliminate din moară, se găseşte la acelaşi nivel ca şi în cazul utilizării încărcăturii de bile în prima cameră a morii ; desigur că prin utilizarea de oţeluri adecvate este posibilă reducerea acestui indice.

2. CONCLUZII

Folosirea barelor drept corpuri de măcinare în camera I a condus la eliminarea fenomenului de inelare a morii, permiţînd totodată măcinarea pastei cu o umiditate mai scăzută fără a avea loc înfundarea camerei I.

Utilizînd o încărcătură de 14 t bare în camera I, s-a realizat o producţie specifică mai mare de 7 %, la o fineţe echivalentă unui rest de 10 % pe sita 009, faţă de cea obţinută cu încărcătura de bile.

Consumul specific de oţel, în cazul materialului utilizat, este de 0,04 kg/t faţă de consumul specific aferent corpurilor de măcinare (bile) din camera I, care este de 0,06 kg/t. Costul oţelului consumat anual prin uzură în cazul barelor este cu 44,8% mai redus decît în cazul bilelor.

Eficienţa economică a procedeului este determinată esenţial de eliminarea blocării camerei I — ceea ce conduce la obţinerea unor indici extensivi superiori, adică la creşterea capacităţii anuale de producţie a morii —, de posibilitatea reducerii umidităţii pastei şi de reducerea costului oţelului consumat anual.

Creşterea producţiei orare, constatate la măsurători, apreciem că se datoreşte granulometriei mai uniforme a materialului la ieşirea din camera I — ceea ce uşurează măcinarea în continuare în camera a II-a şi a III-a — fenomen semnalat în literatura care se ocupă de morile cu bare.

Bibliografie

[1] Papadakis M., Venuat M.: *Fabrication et utilisation des liants hydrauliques*, 1964.

[2] Blanc E. C.: *Entwichlung, Konstruktion und Einsatzmöglichkeiten der Stabrohrmühlen* — Aufbereitungs-Technik 3/1962.

[3] Bond Fred C.: *Action in a Rod Mill* — Engineering and Mining Journal Vol 161 3/1960.

CRONICA

Cel de-al VI-lea Congres internaţional pentru mecanica pămînturilor şi fundaţii

Prof. ing. E. Bolea
Laureat al Premiului de Stat

Între 8 şi 15 septembrie 1965 s-a ţinut la Montreal, în Canada, cel de-al VI-lea Congres internaţional organizat de Societatea internaţională pentru mecanica pămînturilor şi fundaţii.

Primul congres de acest fel s-a ţinut în anul 1936 la Universitatea Harvard din Cambridge (S.U.A.), cu ocazia aniversării a 300 de ani de la înfiinţarea acestei universităţi. Utilitatea unui asemenea congres s-a desprins din necesitatea resimţită atît de inginerii din producţie, cît şi de specialiştii care lucrau în domeniul mecanicii pămînturilor, de a se ţine la curent cu ritmul rapid de dezvoltare a metodelor ştiinţifice, de analiza problemelor, în legătură cu pămînturile şi lucrările de fundaţii.

Succesul remarcabil al primului congres a condus la înfiinţarea Asociaţiei internaţionale pentru mecanica pămînturilor şi fundaţii. Afilierea la această asociaţie internaţională se face prin comitetele naţionale pentru mecanica pămînturilor, create în ţările membre, fie independent, fie pe lîngă una din organizaţiile în care se încadrează tehnicienii de specialitate în ţara respectivă. În prezent, peste 40 de ţări sînt afiliate la asociaţia internaţională. Asociaţiile naţionale funcţionează pe baza unui statut aprobat de asociaţia internaţională şi coordonează activitatea în domeniul mecanicii pămînturilor şi fundaţiilor. În cadrul asociaţiei internaţionale se face un larg schimb de informaţii. Unul dintre cele mai puternice mijloace de informare asupra stadiului cercetărilor, în domeniul mecanicii pămînturilor şi fundaţiilor, îl reprezintă materialele congreselor.

Cu ocazia primului Congres, în 1936, s-a hotărît ţinerea congreselor la intervale regulate de timp. Cel de al doilea război mondial a împiedicat acest lucru şi Congresul al doilea a fost organizat numai în 1948, la Rotterdam. De la această dată congresele au fost ţinute la Zürich (1953), apoi, la intervale de 4 ani, la Londra (1957), Paris (1961) şi Montreal (1965).

În cadrul congreselor internaţionale se prezintă comunicări şi se poartă discuţii asupra celor mai importante subiecte. Comunicările şi dezbaterile de la Congres sînt tipărite în dările de seamă ale Congresului, ele reprezentînd cel mai preţios mijloc de informare asupra activităţii şi progresului obţinut în întreaga lume, în acest domeniu, în intervalul dintre două congrese.

Interesul pentru această colaborare a sporit continuu, în cei aproape 30 de ani care au trecut de la primul congres, lucru ce este evidenţiat prin marele număr de comunicări ce se prezintă şi prin numeroasa participare înregistrată. Astfel, la ultimul congres, au luat parte peste 1 200 de participanţi.

Organizarea Congresului de la Montreal a fost făcută de Comitetul Naţional Canadian, sub patronajul Guvernului Federal Canadian, al Guvernului provinciei Quebec, al Consiliului Municipal al oraşului Montreal şi al Consiliului Naţional Canadian de cercetări.

Lucrările Congresului au avut loc în sala de concerte Place des Arts, cu o capacitate de 3 000 de locuri, sală ce este considerată ca cea mai frumoasă sală de concerte din lume. Vizibilitatea este excelentă din orice punct al sălii şi nici un loc nu se găseşte la o depărtare mai mare de 40 m de scenă.

Lucrările s-au desfăşurat după un program fixat, respectat întocmai, iar secretariatele, atît cel general cît şi cel tehnic, au funcţionat foarte bine, fiind la dispoziţia participanţilor pentru toate informaţiile necesare.

Limbile oficiale folosite la dezbateri au fost engleza şi franceza, remarcîndu-se în mod net preponderenţa celei dintîi. La şedinţă s-a folosit un sistem de traducere în cască a tuturor discuţiilor în limbile engleză, franceză şi germană.

Delegaţia română a fost alcătuită din acad. prof. ing. Aurel Beleş şi ing. Ion Iordache din partea Ministerului Metalurgiei, ing. Ion Antonescu şi Eugen Zaharescu din partea C.S.A. şi prof. ing. Emil Botea din partea C.S.C.A.S.

Lucrările Congresului au cuprins comunicări ce au fost trimise dinainte şi care au fost tipărite din timp, în două volume mari, cuprinzînd 1 012 pagini. Atît comunicările cît şi şedinţele propriu-zise au fost organizate pe şase secţii, după cum urmează:

Secţia I — Proprietăţile pămînturilor — Generalităţi.

Secţia a II-a — Proprietăţile pămînturilor: rezistenţa la tăiere şi consolidarea.

Secţia a III-a — Fundaţii de suprafaţă şi drumuri.

Secţia a IV-a — Fundaţii de adîncime.

Secţia a V-a — Presiunea pămîntului şi a rocilor.

Secţia a VI-a — Baraje de pămînt şi anrocamente, taluzuri şi tranşee deschise.

Pentru fiecare secţie a fost desemnat un raportor general care a întocmit un raport critic asupra lucrărilor prezentate, precum şi asupra lucrărilor mai importante în domeniul respectiv, apărute în intervalul de timp ce a trecut de la Congresul de la Paris (1961), trăgînd concluzii asupra stadiului actual al cunoştinţelor şi făcînd propuneri asupra subiectelor interesante, pentru a fi discutate la Congres. Rapoartele generale au fost tipărite într-o broşură ce a fost distribuită la deschiderea Congresului. Ele vor fi cuprinse, de asemenea, în cel de al treilea volum al dărilor de seamă, care urmează să apară şi în care se vor publica şi discuţiile din şedinţele de lucru ale Congresului.

Numărul de comunicări prezentate înainte de congres se ridică la 218. Pentru ţara noastră, care nu este afiliată la Asociaţia Internaţională, s-a limitat numărul comunicărilor la trei. Din cauza deficienţelor organizatorice nu s-au trimis decît două comunicări şi anume, una elaborată de către un colectiv din I.S.C.H., intitulată „Loessul ca teren de fundaţie pentru sistemele de irigaţie" şi a doua elaborată de un colectiv al Catedrei de Geotehnică şi Fundaţii de la Institutul de Construcţii-Bucureşti, intitulată „Cercetări asupra tasării silozurilor de cereale fundate în diferite condiţii de teren în România". Ambele comunicări au fost repartizate la Secţia a III-a.

Programul Congresului a prevăzut în total nouă şedinţe tehnice, în afara celor de deschidere şi închidere, care s-au ţinut cîte două pe zi, fiecăreia din cele şase secţii rezervîndu-i-se una sau două şedinţe.

Şedinţele de lucru s-au desfăşurat după modelul acelora de la ultimul congres, de la Paris (1961), cînd, pentru a face discuţiile mai interesante, au fost invitaţi la tribună, pentru fiecare secţie, cîte patru specialişti dintre cei ce au adus o contribuţie mai de seamă în problemele alese pentru discuţie şi care şi-au expus părerile, uneori, în contradictoriu. La Montreal aceste discuţii au fost, însă, mai puţin reuşite, apărînd că pregătirea vorbitorilor aleşi nu ar fi fost suficientă, uneori aceasta explicîndu-se şi prin aceea că unii din ei au fost chemaţi să înlocuiască pe cei ce fuseseră desemnaţi şi care au absentat. Discuţiile în contradictoriu au fost foarte rare.

Fiecare şedinţă de lucru s-a desfăşurat după cum urmează.

La început, timp de o oră, un specialist canadian sau străin a prezentat o conferinţă cu caracter special. S-au prezentat astfel următoarele conferinţe:

J. M. Harrison (Canada) — Geologia Canadei.

A. Meyer (Franţa) — Mecanica rocilor.

H. Keyser (Canada) — Geologia inginerească şi lucrările publice la Montreal.

R. Haefeli (Elveţia) — Fluajul şi ruperea progresivă în zăpadă, pămînt, roci stîncoase şi gheaţă.

N. W. Radforth (Canada) — Muskeg.

J. K. Sexton (Canada) — Baraje canadiene de construcţie recentă.

N. A. Tîtovici — Pămînturile îngheţate ca teren de fundaţie în U.R.S.S.

Iacob Feld (S.U.A.) — Factorul de siguranţă în lucrările de pămînt.

După conferinţă, raportorul general al secţiei respective a făcut o scurtă dare de seamă asupra raportului general întocmit şi a enunţat subiectele fixate pentru discuţii. Au urmat apoi expunerile celor patru specialişti desemnaţi, uneori subiectele tratate îndepărtîndu-se de cele fixate de raportorul general.

În ultima parte a şedinţei, s-a permis şi intervenţia scurtă — în limita a 4—5 minute — a unui număr restrîns de delegaţi (7—9) din restul participanţilor, cu referire la subiecte ce se încadrau în tema secţiei respective. Timpul foarte scurt permis pentru aceste intervenţii a dăunat de multe ori bunei înţelegeri a subiectelor tratate.

În încheierea şedinţei, raportorul general a luat din nou cuvîntul, formulînd pe scurt concluziile asupra materialelor dezbătute.

Pentru fiecare şedinţă a fost dinainte stabilit un prezidiu, compus dintr-un preşedinte şi un vicepreşedinte, aleşi dintre personalităţile cele mai remarcabile în domeniul abordat în ziua respectivă.

Congresul s-a deschis în dimineaţa zilei de 8 septembrie. Şedinţa de deschidere a fost consacrată comemorării profesorului Karl Terzaghi, care este considerat a fi creatorul geotehnicii. Născut la Praga la 20 octombrie 1883, el a încetat din viaţă, în oraşul Winchester din S.U.A., la 25 octombrie 1963, în vîrstă de 80 de ani. Absolvent al Politehnicii de la Graz, în anul 1904, Terzaghi a avut o prodigioasă activitate ca inginer, profesor, cercetător şi consilier în nenumărate probleme de fundaţii, în întreaga lume, exercitînd o influenţă deosebită asupra dezvoltării geologiei tehnice şi geotehnicii. El a întemeiat Asociația Internațională și a fost președintele ei activ pînă în anul 1957, cînd i s-a acordat titlul de președinte de onoare.

În ședința comemorativă, Guvernul Canadian a anunțat atribuirea numelui lui Terzaghi barajului Mission din Columbia Britanică, baraj care a fost proiectat și construit sub îndrumarea lui, între anii 1955—1960, fiind, așa cum s-a spus, una din multele lucrări din lume ce au fost posibil a se realiza numai datorită geniului său.

La ședința oficială de deschidere a Congresului, profesorul Artur Casagrande, președintele Asociației, a vorbit despre problema documentației tehnice în actuala situație, în care numeroase articole de specialitate apar în diferite publicații tehnice din lume, în diferite limbi, ceea ce face extrem de dificilă ținerea la curent cu întreg materialul ce apare într-un anumit domeniu. Rezultă astfel, după cum s-au dat exemple, cercetări în paralel și rezultate ce se obțin în unele țări, fără să se cunoască rezultatele asemănătoare obținute în alte părți, uneori cu mult timp înainte.

Profesorul Casagrande sugera, în încheiere, editarea unui buletin, în care lucrările să fie recenzate în mod obiectiv, de către oameni competenți, astfel încît, prin consultarea acestui material, să se poată recunoaște valoarea lucrării. Pentru aceasta, profesorii ar putea încuraja studenții să facă rezumatul unor lucrări. De asemenea, a anunțat că Asociația Națională Suedeză are în vedere scoaterea unei asemenea publicații.

În afară de ședințele tehnice, s-au ținut ședințe de lucru ale Comitetului executiv, în care s-au luat hotărîri în legătură cu problemele generale ale Asociației. La aceste ședințe, reprezentanții noștri nu au putut participa, țara noastră nefiind afiliată la Asociația Internațională. Hotărîrile au fost prezentate în ședința de închidere a Congresului, în dimineața zilei de 15 septembrie. Ca președinte al Asociației a fost ales prof. L. Bjerrum. Au fost admise, ca membre, Marocul, Ecuadorul și Salvador, iar pentru viitorul Congres, în anul 1969, a fost ales Mexicul.

În cele ce urmează se face o scurtă trecere în revistă, cu caracter cu totul general, a lucrărilor pe secții, pe baza materialelor raportului delegației române.

Secția I. Proprietățile pămînturilor. Generalități

În cadrul acestei secții s-au prezentat 31 de comunicări. Raportorul general prof. J. E. Jennings (Africa de Sud) a arătat, în raportul general, dificultatea întîmpinată în cercetarea comunicărilor prezentate, care se referă la un domeniu foarte întins, insuficient definit. De asemenea, a semnalat o deficiență de organizare, recomandînd ca, pentru viitor, raportorul general să fie fixat încă din primul an după congres, astfel, încît, să aibă posibilitatea să cerceteze toate lucrările ce apar în intervalul dintre congrese, în domeniul respectiv. A remarcat absența unor nume consacrate între autorii de comunicări și a propus ca, în viitor, persoane cu reputație bine stabilită să fie solicitate să prezinte articole a căror lungime să nu mai fie strict limitată. Subiectele prezentate sînt încadrate de raportorul general, în domeniile geologiei inginerești (3), cercetarea terenului, prelevarea de probe și încercări in-situ (4), cercetări asupra proprietăților fizicochimice ale pămînturilor (8), efectul înghețului (2), factori afectînd rezistența la tăiere (3), probleme speciale de tasare (3), probleme speciale ale pămînturilor parțiale saturate (2), controlul statistic în lucrările de pămînt (2) și probleme speciale regionale și alte probleme (4).

Pe măsură ce cunoștințele în domeniul geotehnicii se îmbogățesc, cercetătorii au tendința de a trata subiecte din ce în ce mai specializate și devine mai greu să se facă o sinteză a lor, iar ele nu dau decît o idee incompletă asupra modului în care cunoștințele au avansat de la ultimul congres.

Ca una din cele mai importante lucrări ale acestei secții este recomandată comunicarea lui Résendiz (Mexic) relativă la interacțiunea între solid și lichid în sistemul argilă-apă, ea reprezentînd o încercare de a pune de acord teoria cu observațiile asupra comportării amestecurilor apă-argilă. Rosenquist (Norvegia) prezintă rezultatul unor încercări asupra piețelor de construcție din Norvegia, care sînt interesante, dat fiind puținele date existente în această direcție. În domeniul prelevării de probe, Andresen (Norvegia) prezintă un aparat cu piston staționar, pentru extragerea de probe de pămînt fin din fundul mării. Înfigerea în pămînt se face cu ajutorul carburantului folosit pentru rachete. Probe de la o adîncime de apă pînă la 350 m au fost extrase cu aparatul respectiv.

Ședința de lucru a fost prezidată de J. Kerisel (Franța) și la discuții au luat parte Skempton (Anglia), Rosenquist (Norvegia), Silva (Brazilia) și Zeitlen (Izrael).

Discuțiile s-au referit la corespondența între încercările de laborator și cele de pe teren, la gradul de cunoaștere a proprietăților fizico-chimice ale pămînturilor, la proprietățile unor pămînturi din Brazilia și la parametrii care influențează proprietățile pămînturilor. Din discuții s-a desprins faptul că sîntem încă departe de a cunoaște toate relațiile între diferiții factori ce influențează proprietățile pămînturilor, deși se dispune în prezent de mijloace corespunzătoare de cercetare.

Secția a II-a. Proprietățile pămînturilor. Rezistența la tăiere și consolidarea

Problemele acestei secții au fost tratate în două ședințe, dintre care prima a fost prezidată de Cooling (Anglia) și a cuprins discuțiile relativ la rezistența la tăiere, iar cea de a doua, prezidată de Bjerrum (Norvegia), s-a ocupat cu problemele de compresibilitate a pămînturilor. Raportorul general, prof. O. Moretto (Argentina), subliniază faptul că cele două proprietăți de bază, rezistența la tăiere și compresibilitatea pămînturilor, suscită încă interesul viu al cercetărilor, numărul de comunicări prezentate la această secție (61) fiind cel mai mare. Dintre acestea, 28 se referă la rezistența la tăiere. În acest domeniu al geotehnicii, ca și în celelalte, s-a trecut de stadiul în care progresul se făcea rapid, spectacular. Progresul este marcat acum prin treptata transformare a teoriilor pentru o mai bună adaptare a lor la condițiile reale ale pămînturilor și prin încercările asupra pămînturilor cu ajutorul unor mai bune interpretări ale condițiilor de solicitare din natură, pentru a completa golul existent între teorie și practică. Progresul în aceste direcții se face însă foarte încet. Tehnica de laborator continuă să se îmbunătățească, atît în ceea ce privește aparatul triaxial, cît și cel de tăiere directă. Efectul neuniformității în distribuția eforturilor și detalii derivate din istoria modului de formare a pămînturilor sau ritmului de deformație sînt analizate prin încercări speciale. Proiectarea aparatelor pentru încercarea pămînturilor, sub presiuni ridicate, pe probe mari, s-a dezvoltat, în special, în Mexic și Germania, și sînt prezentate noi dispozitive pentru măsurarea presiunii apei din pori și metode pentru încercarea în condiții anizotrope.

Aparatul triaxial continuă să fie cel mai mult folosit, date fiind posibilitățile multiple de măsurare a eforturilor, deformațiilor și presiunii apei din pori. In această direcție, trebuie subliniat că, în țara noastră, acest aparat este folosit foarte rar și rezultatele nu sînt suficient de bine interpretate.

La discuțiile purtate relativ la această primă parte au luat parte Leussink (Germania), Bishop (Anglia), Marsal (Mexic) și Aitchison (Australia). S-au discutat factorii ce influențează încercările, atît în încercarea de tăiere plană, cît și triaxială, prezentîndu-se un aparat pentru încercarea probelor prismatice, factorii ce influențează ruperea pămînturilor, comportarea probelor mari de pămînturi granulare la presiuni laterale mari, pînă la 45 kg/cm², și rezistența pămînturilor nesaturate.

În cea de a doua parte a acestei secţii, raportorul general arată că problema tasărilor este una din cele mai grele din mecanica pămînturilor; aceasta, fie datorită faptului că, la probe extrase foarte îngrijit, pe cînd rezistenţa la tăiere este numai puţin afectată, caracteristicile de deformaţie sînt puternic schimbate, fie datorită faptului că condiţiile încercărilor în edometru corespund la un număr limitat de cazuri în natură. Teoria de consolidare unidimensională a lui Terzaghi este bazată pe existenţa unui coeficient de permeabilitate şi a unui coeficient de variaţie de volum constant, care corespunde unui număr redus de cazuri. Intre cele două congrese au fost publicate relativ puţine lucrări asupra deformaţiilor sub sarcini statice, cele mai multe fiind prezentate la Conferinţa Europeană de la Wiesbaden (1963) şi la Conferinţa pentru proiectarea fundaţiilor cu controlul tasărilor (S.U.A. 1964). Comunicările prezentate la această secţie (25) s-au referit la extinderea teoriei de consolidare a lui Terzaghi, la efectul condiţiilor de efort asupra tasărilor, la relaţiile generale între eforturi şi deformaţii, la presiunea apei din pori, la fenomenul de consolidare primară şi secundară, la umflarea pămînturilor şi la comportarea unor pămînturi speciale.

Un număr de opt comunicări s-au referit la proprietăţile pămînturilor sub solicitare dinamică. În ultimii 10—15 ani, studiile asupra comportării pămînturilor, sub sarcini dinamice, s-au intensificat, ele constituind majoritatea temelor de cercetare în Statele Unite. Acest interes se explică prin :

— înţelegerea că dezvoltarea metodelor pentru realizarea îmbrăcăminţilor rutiere necesită cunoaşterea modului cum se comportă pămîntul sub acţiunea sarcinilor repetate ;
— apariţia noilor probleme legate de construcţiile pentru lansarea rachetelor şi armelor grele ;
— necesitatea studierii efectului exploziilor nucleare ;
— interesul crescînd asupra comportării pămînturilor, sub acţiunea sarcinilor repetate produse de acţiunile seismice şi ale maşinilor.

Problema situaţiei actuale asupra cunoaşterii modului de comportare a pămînturilor la sarcini repetate şi a metodelor de cercetare pentru determinarea proprietăţilor mecanice a fost pusă pentru prima dată la unul din congresele de mecanica pămînturilor, la Montreal. La discuţii au luat parte Lambe (S.U.A.), Shannon (S.U.A.), Schulze (Germania) şi Richart (S.U.A.), o mare parte din timp fiind atribuită discuţiilor asupra comportării pămînturilor la vibraţii şi sarcini repetate.

Secţia a III-a. Fundaţii de suprafaţă şi drumuri

Pentru această secţie, discuţiile s-au purtat în două şedinţe, dintre care, prima a fost prezidată de A. Cioce (Italia), iar cea de a doua de Aitchison (Australia). În cadrul acestei secţii s-au reunit, pentru prima dată, problemele fundaţiilor de suprafaţă cu acelea legate de construcţia drumurilor, prezentîndu-se în total 48 de comunicări, dintre care 33 se referă la fundaţii şi 15 la drumuri. Raportor general a fost prof. De Beer (Belgia). Problemele ce se pun în legătură cu fundaţiile de suprafaţă prezintă două aspecte: capacitatea portantă limită şi tasările lor; primul aspect a fost discutat în prima şedinţă a secţiei respective.

Raportorul general a arătat că soluţii static corecte, pentru cazul problemei cu două dimensiuni dau rezultate net inferioare celor obţinute de diverşi experimentatori pe fundaţii la scara mică. În cazul problemei spaţiale, în simetrie axială, în cazul plăcilor circulare, situaţia se prezintă invers.

Pentru a se ţine seamă de aceste nepotriviri şi pentru a se putea da practicianului o indicaţie pentru calculul capacităţii portante limită, s-au elaborat formule unice, înglobînd toate cazurile de adîncime, excentricitate, înclinare, formă. Astfel sînt formulele lui Brinch Hansen şi Meyerhoff. Faţă de diferenţele constatate între experienţe şi formulele teoretic exacte, unii autori au renunţat la aceste metode, recurgînd din nou la metode ce se bazează pe adaptarea suprafeţei de alunecare la observaţiile ce rezultă din încercări, în care caz, ele nu mai sînt static corecte. In această categorie intră metoda propusă de Gorbunov-Posadov, care ţinînd seamă de fenomenele de deformare observate la încercări, a căutat totuşi să o facă şi acceptabilă din punct de vedere static.

O a doua tendinţă constă în încercarea de a apropia soluţiile static corecte de rezultatele încercărilor, explicînd rezultatele prin diferenţele ce există între ipotezele de bază şi proprietăţile reale ale pămînturilor. La discuţiile purtate asupra acestor subiecte au luat parte Borovicka (Austria), L'Herminier (Franţa), Koizumi (Japonia) şi Turnbull (S.U.A.), care au prezentat diferitele aspecte ale problemei capacităţii portante, la pămînturi nisipoase şi argiloase, în concluzie arătînd că nu s-a găsit încă soluţia satisfăcătoare şi că ar trebui să se facă eforturi, pentru a se realiza încercări la scară mare, în condiţiile ce intervin, de variaţie a parametrilor. In ceea ce priveşte problema deformaţiilor pămînturilor, care condiţionează stabilitatea construcţiilor, raportorul general arată că trebuie să se dispună de metode care să permită prevederea tasărilor şi să existe date după care să se fixeze limitele admisibile. Pentru a perfecţiona metodele de calcul, este necesar, aşa cum a arătat Terzaghi, să se confrunte rezultatele calculelor cu observaţiile asupra tasărilor construcţiilor. In acest sens, raportorul a dat o atenţie deosebită comunicării prezentate de colectivul românesc al Catedrei de Fundaţii, fiind întrutotul de acord cu punctele de vedere exprimate, în sensul că alegerea metodei de calcul nu constituie problema cea mai importantă, ci obţinerea de valori potrivite pentru modulul de compresibilitate.

Comunicările referitoare la drumuri se ocupă numai de cazul îmbrăcăminţilor elastice. Ele se referă, în special, la dimensionarea sistemelor. O problemă mai nouă o prezintă utilizarea sistemului zis „sandviş“ în care peste stratul slab de fundaţie cu o valoare C.B.R. redusă se aplică un strat de fundaţie cu caracteristici mai bune decît ale celui ce-l acoperă, strat constituit, în general, din pămînt cu ciment. La discuţii au luat parte Kantey (Africa de Sud), Mitchell (Rhodesia), Turnbull (S.U.A.) şi Salas (Spania). La discuţiile de la sfîrşitul şedinţei, ing. I. Antonescu a prezentat o lucrare de redresare a unui castel de apă şi de consolidare prin electrosilicatare a terenului de fundaţie respectiv, efectuată de I.S.C.H., comunicare care a fost ascultată cu viu interes.

Secţia a IV-a. Fundaţii de adîncime

In cadrul acestei secţii s-au prezentat 28 de comunicări, în marea majoritate referindu-se la fundaţii pe piloţi. Raportorul general, prof. A. Kézdi (Ungaria) a arătat că interesul în această direcţie creşte continuu, dat fiind că proporţiile clădirilor moderne sînt în continuă creştere, că nu mai este posibilă totdeauna alegerea unui amplasament cu teren de fundaţie mai bun şi, în fine, datorită faptului că fundaţiile pe piloţi se pretează la mecanizare, permit scurtarea timpului de execuţie şi sînt mai economice. Cu toate acestea, s-a făcut puţin progres în cunoaşterea condiţiilor în care lucrează piloţii, izolaţi sau în grup, şi, din această cauză, orice informaţie în această direcţie este preţioasă. Lucrările prezentate se referă la comportarea pilotului izolat sub încărcări verticale, dispozitive de încercare şi sondare (40%), la grupuri de piloţi (23%), la comportarea la încărcări orizontale şi determinarea fiecărei negative (18%), la probleme de execuţie (12%) şi la probleme speciale (7%). Majoritatea se referă, după cum s-a arătat, la comportarea pilotului izolat sub sarcină verticală, în unele din ele, căutîndu-se să se rezolve problema teoretică a repartizării încărcării în frecarea laterală şi presiunea pe vîrf. Dintre comunicările cu caracter practic, este de remarcat aceea a lui Shashkov asupra unei metode simple, pentru determinarea capacităţii portante prin baterea şi încărcarea a două tije de oţel, a lui Yu asupra tasărilor măsurate în 14 cazuri, la Shangai, la fundații pe piloți și a lui Milaan și Lousberg asupra unui dispozitiv de măsurare a deplasării axului pilotului.

La ședința prezidată de Rutledge (S.U.A.) au participat la discuții C. van der Veen (Olanda), Zeevaert (Mexic), Meyerhoff (Canada) și Parez (Franța). Discuțiile s-au purtat asupra stărilor de efort din jurul piloților, efectul grupului de piloți și condițiile de încercare. Cu cît diametrele piloților cresc, este mai greu și mai costisitor de a se face încercări la scară naturală, astfel, încît, toate elementele obținute cu ocazia unor asemenea încercări trebuie bine folosite. Pentru aceasta, Parez a făcut propuneri concrete asupra modului cum trebuie efectuate asemenea încercări și modului de interpretare a rezultatelor. În concluzie, prof. Kezdi a propus înființarea unui subcomitet pentru încercări de probă pe piloți.

Secția a V-a. Presiunea pămîntului și a rocilor stîncoase

Raportorul general al acestei secții, prof. V. Mençl (Cehoslovacia) arată că, față de Congresul precedent, numărul comunicărilor prezentate este mai redus (16) și se referă la un domeniu restrîns, care nu urmărește problemele generale ce s-au discutat la Paris referitoare la aplicabilitatea soluțiilor teoriei elasticității la presiunea pămîntului, calculul după stările limită și stabilitatea pereților rigizi în pămînturi argiloase. Comunicările se referă la problemele cu caracter mai particular, cum este cazul presiunii active, date de nisipul supus la vibrații, presiunea pămîntului asupra conductelor îngropate și efectul exploziilor subterane. Arthur și Roscoe au prezentat o metodă pentru determinarea eforturilor în masa de pămînt, pe baza măsurării deplasărilor, aceasta făcîndu-se cu ajutorul razelor X. Trei comunicări se referă la presiunile în tunel, în pămînturi argiloase.

La discuții au luat parte Stefanoff (Bulgaria), B. Hansen (Danemarca), Verdeyen (Belgia) și Ward (Anglia). Discuțiile s-au purtat referitor la influența deformațiilor pămîntului asupra mărimii presiunii pămînturilor în cazul pereților rigizi sau flexibili, la coeficienți de siguranță necesari și asupra presiunii masivelor în tunele. Problema deformațiilor pămîntului, în urma deplasării peretelui de sprijin, apare a avea o importanță încă insuficient luată în considerare la determinarea presiunii pămînturilor.

Secția a VI-a. Baraje de pămînt și anrocamente, taluzuri și săpături deschise

In cadrul acestei secții s-au prezentat 34 de comunicări, raportor general fiind D. Mohan (India). Discuțiile s-au purtat în două ședințe, prezidate de Marsal (Mexic) și Huder (Elveția) și la care au participat Nonweiler (Jugoslavia), Golder (Canada), Queira (Brazilia), Folque (Portugalia), Lofquist (Suedia), Kjaernsli (Norvegia), Schaerer (Elveția) și Walker (S.U.A.).

Cele mai multe comunicări se referă la problema stabilității taluzurilor, însă, acelea care se mențin în cadrul ipotezelor clasice, nu aduc ceva esențial nou. Intr-o comunicare a prof. Goldstein se prezintă o propunere pentru o metodă aproximativă de calcul, pe baza unei ipoteze conform căreia, în taluzurile argiloase, de-a lungul suprafețelor potențiale de alunecare, se deosebesc trei zone și anume: o primă zonă, la partea inferioară a suprafețelor, în care este posibil ca eforturile de lunecare să depășească rezistența de lungă durată, zona intermediară, cu eforturi mai mici decît rezistența la tăiere, și zona superioară supusă la eforturi de întindere. Ter Stepanian prezintă măsurători asupra deplasărilor în timp și în adîncime a unor versanți, prin utilizarea de foraje tubate cu inele de beton, iar trei comunicări se ocupă cu modul de alcătuire a filtrelor inverse.

13 comunicări se referă la diguri și baraje realizate sau în curs de realizare. Ele examinează o mare varietate de asemenea construcții, baraje omogene de pămînt sau anrocamente, baraje cu profil mixt etc. de diferite înălțimi și executate cu diferite tehnologii și utilaje. Sînt prezentate încercările la scară mare executate pentru unele lucrări foarte importante, în vederea stabilirii tehnologiei de execuție și lămurirea unor aspecte insuficient elucidate.

In general, comunicările, fără a aduce elemente noi, cuprind un material bogat atît teoretic cît și practic, care trebuie examinat și poate fi folosit în probleme de această natură.

Discuțiile în cadrul ședințelor s-au referit, în special, la condițiile reale de rupere a pămîntului în taluzuri, la curgerea lentă a pămînturilor, la efectul forțelor seismice, la concepțiile noi în proiectarea filtrelor inverse și a nucleelor impermeabile și la rolul presiunii apei din pori asupra stabilității taluzurilor.

★

In zilele de 14 și 15 septembrie au avut loc ședințe ale unei comisii avînd ca obiect problema loessului și pămînturilor sensibile la înmuiere, întrunită în urma inițiativei prof. Reginatto din Argentina. Au luat parte specialiști din Africa de Sud, Argentina, Austria, România, Statele Unite, Tailanda și Uniunea Sovietică. Necesitatea formării comisiei a rezultat din dificultățile pe care specialiștii le-au întîmpinat în ultimii ani în urma dezvoltării intense a construcțiilor pe pămînturi loessoide. Din desfășurarea ședințelor a rezultat că diferitele aspecte referitoare la loessuri sînt mult mai puțin cunoscute în marea majoritate a țărilor, cu excepția U.R.S.S., a țării noastre și a altora din această parte a lumii. Delegatul român ing. I. Antonescu a arătat, în cadrul comisiei, stadiul cercetărilor și realizările în acest domeniu în Republica Socialistă România. In concluzie s-a hotărît organizarea unui schimb de informații între țările interesate și organizarea unei Conferințe Internaționale referitoare la loess, în intervalul dintre Congresele VI și VII.

★

Comunicările prezentate la Congres, discuțiile purtate în cadrul Congresului, precum și discuțiile personale cu delegații altor țări au arătat și acum că nivelul cercetărilor de la noi din țară, în domeniul mecanicii pămînturilor, este corespunzător, rezultatele obținute în unele direcții reprezentînd contribuții importante pentru dezvoltarea cunoștințelor în domeniul respectiv.

Probleme tratate de specialiștii din țara noastră, cum sînt: corespondența între tasările calculate și cele reale, cauzele sensibilității la înmuiere a loessului, sucțiunea, capacitatea portantă, reprezintă probleme ce preocupă pe specialiștii din toată lumea și a căror rezolvare este de interes general.

Din nefericire, trebuie arătat că lipsuri importante, care au fost semnalate după Congresul de la Paris, se păstrează, încă mai accentuate, în ceea ce privește mijloacele de cercetare, atît în laborator cît și pe teren.

În laborator, folosirea aparatului triaxial și a măsurării apei din pori este foarte rară și lipsește aparatura modernă necesară, tehnica încercării pe probe de dimensiuni mari fiind total exclusă. Pentru teren, încercările de penetrare, atît de răspîndite în străinătate, nu au putut fi generalizate, iar prelevarea probelor netulburate de pămînt prezintă grave deficiențe.

În fine, trebuie subliniat că datorită faptului că țara noastră nu este afiliată la Asociația Internațională, ea este lipsită de informațiile ce se schimbă între țările membre și nu poate lua parte la colaborarea tehnico-științifică internațională în acest domeniu.

Expoziţia Rank Xerox

Bucureşti 2—10 februarie 1966

Între 2—10 februarie a.c. a avut loc la Bucureşti expoziţia firmei britanice Rank Xerox Ltd., care a prezentat un procedeu relativ nou de xerografiere-reproducerea la uscat, electrostatică, care constă în reproducerea pe hîrtie obişnuită, fără a fi nevoie de substanţe lichide, de camere obscure sau de o specializare deosebită în manevrarea aparatelor.

În cadrul expoziţiei s-au putut vedea trei aplicaţii ale acestui procedeu : reproducerea desenelor tehnice (microfilm unificat), copierea documentelor şi confecţionarea matriţelor pentru aparate mici litoofset.

Aparatul Rank Xerox 1824 este alimentat cu fişe în care sînt montate microfilmele desenelor. Într-un ritm de trei reproduceri pe minut, se obţin, pe hîrtie standard, desene mărite pînă la un format de 45,8 x 61 cm.

Sistemul combină avantajele pe care le oferă xerocopierea, microfilmarea şi prelucrarea datelor.

Astfel, arhivele vaste şi greu de manevrat de un personal numeros sînt înlocuite cu altele compacte, unde microfilmele, montate în fişe perforate, sînt păstrate în clasoare unde pot fi găsite cu uşurinţă, eliminînd întîrzierile în procurarea documentelor şi desenelor, necesare organelor de proiectare sau producţiei.

În acelaşi timp se elimină şi depozitele de reproduceri, care ocupă spaţiu mare şi care se degradează în timp, deoarece sistemul oferă posibilitatea unor reproduceri de bună calitate, într-un timp foarte scurt.

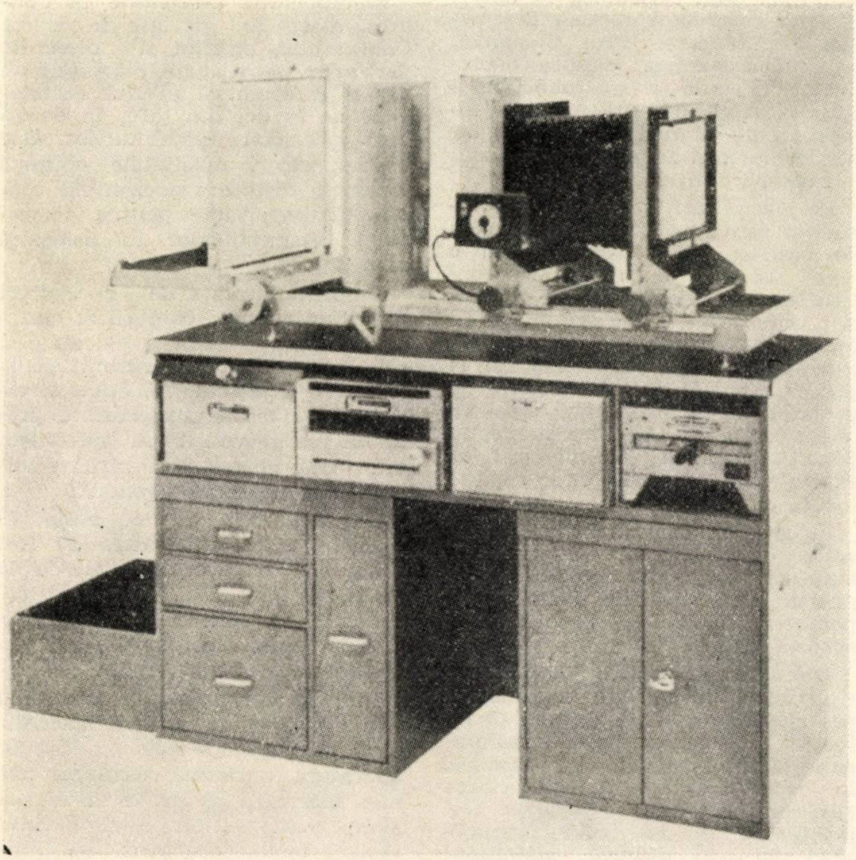
Alt aparat prezentat în cadrul expoziţiei este Rank Xerox 1385 care confecţionează în circa 3 minute matriţe pe hîrtie sau metal pentru multiplicat la ofset sau duplicatoare.

Procedeul este complet uscat, folosind numai lumina şi electricitatea. Materialul scris de mînă, bătut la maşină, imprimat sau desenat este aşezat în aparat. Placa al cărui strat de acoperire este încărcat cu electricitate pozitivă este expusă cîteva secunde, apoi pe suprafaţa ei se presară o pulbere încărcată negativ care este atrasă de zonele cu imagine. Pe placă se aşează o matriţă ofset obişnuită, pe care se imprimă imaginea datorită unei sarcini electrice. Ultima operaţie este fixarea imaginii, care se obţine prin introducerea matriţei timp de cîteva secunde într-un dispozitiv de topire la cald.

Pentru obţinerea a două sau trei copii se foloseşte hîrtia obişnuită fără strat sensibil, care se aplică pe placă, apoi se fixează cu ajutorul căldurii sau a aburului, timp de cîteva secunde.

Aparatele prezentate au demonstrat posibilitatea unor operaţii rapide, curate şi economice în domeniul reproducerii documentelor şi desenelor tehnice, care folosite în institutele mari de proiectare, în uzine şi în serviciile de documentare uşurează munca şi aduc mari economii băneşti şi de timp.

Aparatul Rank Xerox 1385



RECENZII

Melnikov P.

RAZVITIE METALLICESKIH KONSTRUKŢII (Dezvoltarea construcţiilor metalice)

MOSCOVA, STROIIZDAT, 1965, 278 p.

Lucrarea are un caracter de monografie, tratînd principalele probleme ale dezvoltării construcţiilor metalice utilizate în diferite domenii ale industriei şi în construcţii. Se analizează probleme legate de proiectarea, executarea şi montajul construcţiilor metalice cu diferite destinaţii, între care construcţiile clădirilor industriale şi publice, rezervoare, construcţii înalte etc.

În lucrare se studiază multilateral problema eficienţei tehnico-economice a construcţiilor metalice, în raport cu cele din beton armat prefabricat, arătîndu-se, pe baza unor exemple din U.R.S.S., că utilizarea construcţiilor din beton armat prefabricat conduce la reducerea consumului de oţel de 1,1... 1,5 ori şi chiar mai mult, însă construcţiile metalice revin, în unele cazuri, mai ieftine decît cele din beton armat prefabricat de 1,2...

1,5 ori. Autorul lucrării arată că delimitarea domeniului de folosire rațională a construcțiilor metalice și de beton armat trebuie făcută ținînd seamă de economia de oțel, economicitatea construcției în general, durabilitatea construcției și rapiditatea de execuție. Ținînd seamă de factorii sus-menționați, construcțiile metalice se pot dovedi mai avantajoase decît cele din beton armat prefabricat într-o serie mare de cazuri.

Un capitol al lucrării tratează problema formelor constructive optime care să corespundă condițiilor de exploatare, conducînd totodată la reducerea consumului de metal, a consumului de manoperă și a duratei de confecționare și montaj. În urma analizei noilor soluții principiale ale construcțiilor metalice se dau o serie de indicații concrete pentru introducerea celor mai avantajoase forme constructive, recomandîndu-se în acest sens, între altele, următoarele sisteme :

1. Construcții bazate pe principiul concentrării materialului și cumulării funcției portante cu cea despărțitoare.
2. Construcții sub formă de pînze subțiri.
3. Construcții sub formă de cupole, alcătuite din elemente standardizate triunghiulare, rombice sau trapezoidale.
4. Sisteme de bare pretensionate.
5. Sisteme pe cabluri cu deformații reglabile.
6. Construcții mixte din aliaje de aluminiu și alte materiale (oțel, materiale plastice, betoane ușoare etc.).
7. Construcții pliante și rulabile.
8. Construcții static nedeterminate sub formă de grinzi, arce sau cupole.

Un alt capitol al lucrării tratează problemele specifice utilizării aliajelor de aluminiu în construcții, cu exemplificări din domeniul construcției de poduri, turnuri, hangare, cupole, case prefabricate, macarale etc., realizate în U.R.S.S. și în alte țări.

Lucrarea tratează și problemele executării construcțiilor metalice, arătîndu-se că pentru a se asigura dezvoltarea construcțiilor metalice la un nivel ridicat este necesară producerea acestora în serie, în fabrici dotate cu o tehnologie avansată și cu automatizarea majorității operațiunilor. În acest sens se propune crearea de fabrici specializate cu capacități de producție anuală de 80 000...100 000 t și 160 000...200 000 t.

Într-un capitol al lucrării se expun noile metode de montaj al construcțiilor metalice, arătîndu-se că acestea trebuie să se dezvolte prin crearea de noi mecanisme de înaltă productivitate, creșterea gradului de industrializare și îmbunătățirea organizării execuției lucrărilor. În acest sens se acordă o deosebită importanță montării construcțiilor din elemente mari preasamblate.

Н·П·Мельников
РАЗВИТИЕ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ
КОНСТРУКЦИЙ

Ultimul capitol trage concluzii și prezintă o serie de probleme de a căror rezolvare depinde dezvoltarea viitoare a construcțiilor metalice.

După cum se arată în prefața lucrării, la elaborarea ei, autorul a folosit atît experiența Institutului de stat pentru proiectarea, cercetarea și încercarea construcțiilor metalice și podurilor (Proektstalkonstrucțiia) din U.R.S.S., cît și materiale adunate de autor din deplasări în Franța, Italia și alte țări.

Lucrarea, elaborată la un nivel tehnic ridicat și cuprinzînd numeroase grafice, tabele, desene și fotografii, poate constitui un material prețios pentru proiectanții, cercetătorii și cadrele didactice din țara noastră în acțiunea, indicată în Directivele Congresului al IX-lea al P.C.R., de introducere a construcțiilor metalice, acolo unde ele se dovedesc avantajoase.

Vatajina V. I., Munț V. O., Pankratov, V. F. ș.a.

GHERMETIZIRUIUSCIE MATERIALĪ DLEA STROITELNĪH KONSTRUKȚII (Materiale de etanșare pentru elemente de construcție)

MOSCOVA, STROIIZDAT, 1965, 147 p., 33 fig., 18 tab.

Răspîndirea largă a construcțiilor din panouri mari de beton armat și a pereților cortină din diferite materiale ușoare a pus acut problema găsirii unor soluții raționale de etanșare a rosturilor dintre panouri. În faza inițială de introducere a noilor sisteme constructive, soluțiile de etanșare utilizate au fost asemănătoare, sub unele aspecte, cu cele folosite la construcțiile din materiale tradiționale, respectiv, s-a utilizat mortarul de ciment cu adaosuri de la construcțiile de zidărie și diferite sisteme de etanșare cu cîlți, frînghii bituminate etc., de la construcțiile de case prefabricate de lemn.

Transpunerea, în condițiile clădirilor din panouri mari, a unor soluții împrumutate de la alte tipuri de clădiri, a condus în multe cazuri la deficiențe importante, datorită specificului clădirilor din panouri mari unde rosturile sînt supuse la deformații importante, ca urmare a dilatației și contracției panourilor, tasării clădirii etc. și se găsesc expuse direct la acțiunea agenților atmosferici.

Materialele utilizate pentru etanșarea rosturilor la clădirile din panouri mari trebuie să-și păstreze proprietățile elastice sau plastice, atît la temperaturi pozitive, cît și negative și să urmeze deformațiile panourilor, asigurînd etanșeitatea rosturilor. Materialele pentru etanșare nu trebuie să-și schimbe proprietățile sub acțiunea agenților atmosferici : oxigenul din aer, încălzirea, acțiunea directă a razelor solare, umezirea etc.

Materialele tradiționale, cum ar fi bitumul, masticurile, care se usucă pe bază de uleiuri etc., nu pot lucra timp îndelungat în condițiile grele ale rosturilor clădirilor din panouri mari, ele pierzîndu-și elasticitatea, întărindu-se sau înmuindu-se și îmbătrînind repede.

новые строительные материалы
Герметизирующие
материалы
для строительных
конструкций

Pe baza experienței acumulate pînă în prezent în U.R.S.S. și în alte țări se consideră că cele mai avantajoase materiale de etanșare se realizează din polimeri stabili ca poliizobutilen, cauciuc pe bază de policloropren și polisulfit etc.

Lucrarea prezintă caracteristicile materialelor moderne de etanșare, pe bază de polimeri stabili, pe care le clasifică în patru grupe :

1. Masticuri și paste care se usucă.
2. Masticuri plastico-elastice care nu se usucă.
3. Paste autovulcanizante cu întărire în timp.
4. Elemente profilate elastice.

Se arată modul de prezentare a diferitelor materiale, denumirile lor comerciale și se dau indicații asupra punerii lor în operă. Se arată că masticurile și pastele care se usucă, preparate pe bază de uleiuri vegetale şi materiale inerte fine, aderă bine de suprafaţa de beton, însă în timp îşi pierd plasticitatea iniţială, se întăresc şi crapă. Masticurile palstico-elastice care nu se usucă, pe bază de poliizobutilen şi uleiuri minerale, aderă bine de beton şi alte materiale, sînt complet impermeabile, durabile şi relativ ieftine. Cauciucurile polisulfitice autovulcanizante (tiokol) sînt elastice, impermeabile şi durabile, însă sînt scumpe şi necesită condiţii speciale de utilizare. Elementele profilate elastice se pot utiliza numai la elemente cu dimensiuni foarte precise şi dau dificultăţi la etanşarea punctelor de intersecţie a rosturilor orizontale cu cele verticale.

Se prezintă tehnologia de fabricaţie, utilajul folosit şi metodele de control pentru producerea materialelor de etanşare pe bază de poliizobutilen, tiokol şi cauciuc. Se dau caracteristicile şi modul de funcţionare a unor dispozitive utilizate în U.R.S.S. pentru încercările reologice şi fizico-mecanice ale materialelor de etanşare şi în special pentru determinarea rezistenţei plastice (rezistenţa limită la lunecare), limita de curgere, alungirea specifică, rezistenţa la compresiune şi întindere sub acţiunea diferiţilor factori externi (vibraţii, umiditate, variaţii de temperatură).

Se dau elemente pentru determinarea prin calcul a etanşeităţii la trecerea aerului şi indicaţii asupra determinării impermeabilităţii rosturilor etanşate la clădiri din panouri mari.

Se indică particularităţile punerii în operă a diferitelor materiale de etanşare şi dispozitivele utilizate în acest scop (aparate de injectat pastă în rosturi, aparate pentru introdus profile elastice în rosturi etc.).

Se arată că, în condiţiile de preţuri din U.R.S.S., materialele de etanşare pe bază de polimeri sînt mai eficiente din punct de vedere economic decît materialele de etanşare utilizate actualmente în U.R.S.S. (frînghia gudronată şi mortar de ciment), cu excepţia masticului pe bază de tiokol, care devine economic numai în condiţiile prelungirii duratei de serviciu de la 10 ani la 20...30 de ani.

Lucrarea, bazată pe un amplu material documentar din U.R.S.S. şi alte ţări, precum şi pe cercetări de laborator, prezintă un interes incontestabil pentru inginerii şi tehnicienii din institutele de proiectări şi cercetări care se ocupă de problemele de etanşare a construcţiilor din elemente prefabricate de mari dimensiuni (panouri mari, blocuri mari), pentru cadrele tehnice din întreprinderile de execuţie care montează clădiri din panouri mari şi pentru cadrele didactice şi studenţii din institutele de învăţămînt superior.

DOCUMENTARE

RAMPA ELICOIDALA PENTRU GARAJ

În cadrul unui ansamblu al centrului O.R.T.F. din Issy-les-Moulineaux (Franţa) a fost recent ridicată o construcţie cu subsol, parter şi patru niveluri (fig. 1) pentru următoarele servicii :

— la subsol, un garaj pentru vehicule grele ;

— la parter, ateliere de reparaţii şi staţii de servire ;

— la primul etaj, garaj pentru camionete ;

— la al doilea etaj, garaj pentru autoturisme ;

— la al treilea etaj, birouri, magazine etc. ;

— la al patrulea etaj, care jumătate este terasă, săli de conferinţe şi de documentare, restaurant cu autoservire şi o cofetărie.

Pentru a urca la etaje, fără să fie redusă suprafaţa utilă a planşeelor interioare, s-a ales soluţia unei rampe exterioare din beton armat, de formă elicoidală, a cărei axă coincide cu cea a construcţiei.

Rampa a fost realizată dintr-o dală armată, cu o grosime de 9 cm, susţinută de console radiale rezemate pe stîlpi cu secţiunea rectangulară constantă de 0,70 × 0,30 m şi încastrate într-un sîmbure central cu diametrul de 2,50 m.

Divizarea inelului de fundaţie a fost fixată la 30°, pentru 12 stîlpi care se suprapun de la un etaj la altul, diametrul mediu de rezemare fiind de 10 m. O astfel de dispoziţie a permis echilibrarea diametrală a consolelor, socotind de la a

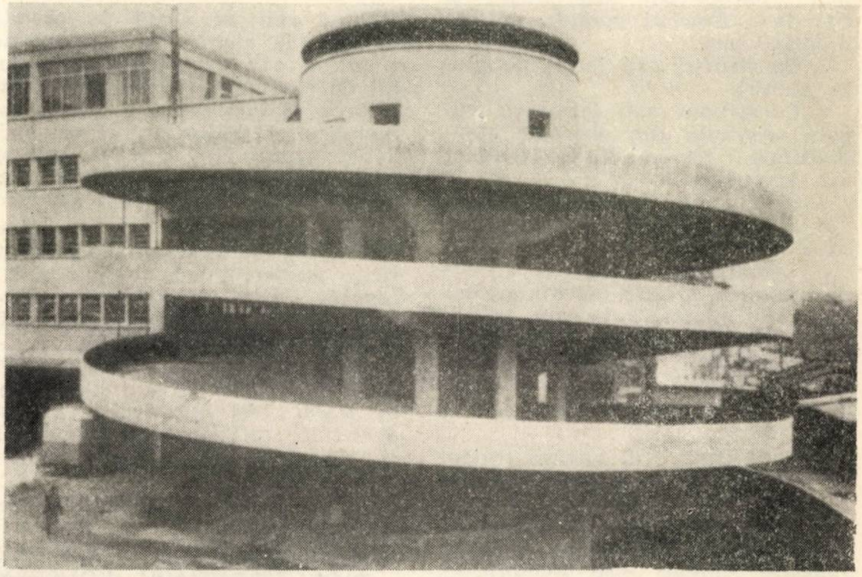
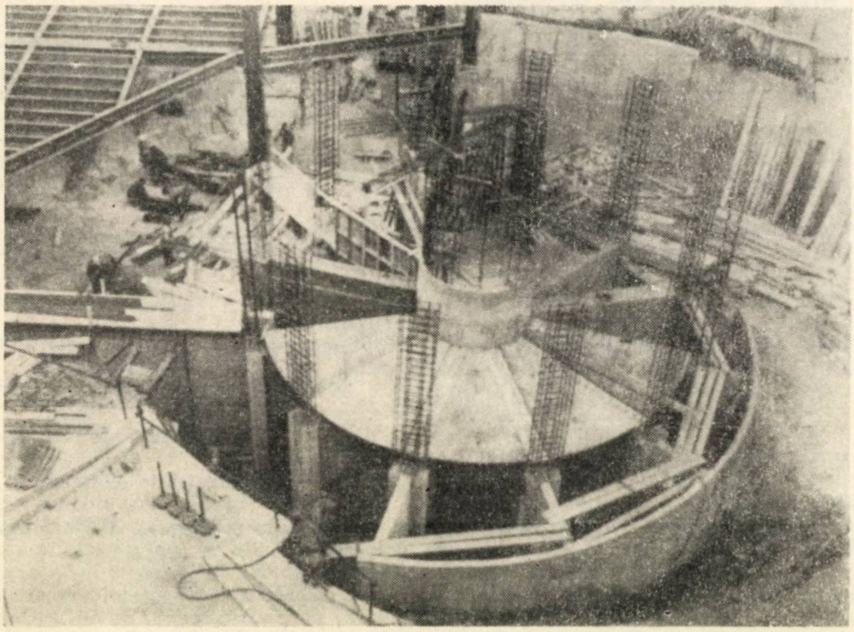


Fig. 1

Fig. 2



şaptea şi concentrarea în sîmbure a componenţei generale a forţelor. Astfel, deschiderea liberă a fost folosită la maximum (7,40 m).

Rampa este izolată în întregime de restul construcţiei în care se înscrie într-un sfert de cerc cu un rost de 6—7 cm. Ea formează, la fiecare etaj, un palier de 90° susţinut de trei console de acelaşi nivel şi se află uşor ridicată faţă de planşeu. Rezultă un ieşind, a cărui trecere este uşurată printr-o garnitură de segmente metalice articulate. Sîmburele central, la rîndul său, suportă liber, la nivelul celui de al treilea şi al patrulea etaj, două grinzi HN 800 mm care prelungesc faţadele adiacente ale construcţiei (fig. 2).

Acoperişul este format dintr-o dală de beton armat, turnată pe loc.

Prezenţa consolelor şi dispoziţia foarte concentrată a armăturii dalelor au necesitat folosirea a cinci cofraje demontabile din placaj, fiecare dintre ele comportînd elemente speciale pentru mulajul consolei şi al dalei, cu posibilitate de a regla poziţiile succesive, în funcţie de gabarit şi de panta rampei.

Cofrajul parapetului şi al peretelui de gardă interioară şi exterioară s-a executat pe măsura avansării lucrului.

Timpul minimal de priză a fost stabilit la cinci zile, ceea ce a determinat ritmul operaţiilor de cofrare şi de turnare: două unităţi (travee) în curs de întărire, două în curs de betonare şi una armată înainte.

Acest program a permis executarea a două travee pe săptămînă şi să se reutilizeze pînă la şapte ori ansamblul acestor cofraje.

(Batir, Franţa, nr. 140, iunie 1965)

ACOPERIŞ DIN STICLĂ SPONGIOASĂ PENTRU UN DEPOZIT FRIGORIFIC

La Wichita (S.U.A.) a fost construit un depozit frigorific care a fost izolat, în întregime, cu sticlă spongioasă.

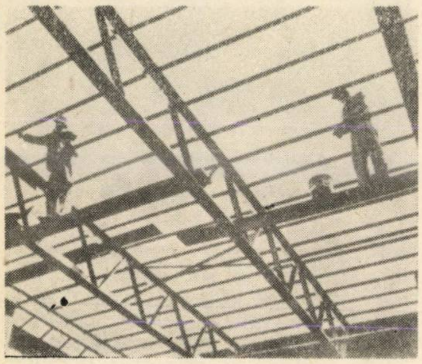


Fig. 3

Izolarea pereţilor şi a pardoselii nu constituie nimic deosebit, în schimb prezintă interes felul în care acoperişul a fost executat în întregime din sticlă spongioasă.

Acoperişul (40,80 × 28,4 m) este constituit dintr-o şarpantă metalică şi din două straturi de plăci rigide din sticlă spongioasă (fig. 3).

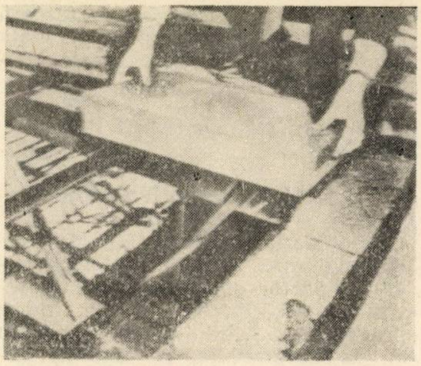


Fig. 4

Primul strat este format din plăci de 10,2 × 61,0 × 45,7 cm, încastrate în profile metalice în T, distanţate la 61 cm, de care sînt lipite cu asfalt (fig. 4). Al doilea strat este format din plăci groase de 7,6 cm, lipite pe primele cu asfalt cald. Toate rosturile sînt decalate unele faţă de altele, iar ansamblul, acoperit cu un strat de protecţie, are circa 18 cm grosime totală.

Folosirea sticlei spongioase (a cărei rezistenţă la rupere prin compresiune este de ordinul a 7 kg/cm²), sub forma unor plăci rigide, permite, după cum afirmă fabricantul, să se economisească pînă la 100% cheltuielile necesitate de alte metode de construcţie, datorită proprietăţilor specifice ale materialului folosit, care reunesc proprietăţile izolante cu rigiditatea şi rezistenţa în condiţiile unei greutăţi reduse (114 kg/m²), ceea ce permite o uşurare corespunzătoare şi a şarpantei acoperişului.

(Batir, nr. 144, decembrie, 1965)

O STRUCTURĂ ROBUSTĂ

De curînd, în Atlanta (S.U.A.), a fost terminat noul sediu al „Primei Asociaţii federale de împrumut şi economii", o clădire cu 17 etaje care constituie un exemplu interesant de construcţie din beton precomprimat (fig. 5).

Pentru a realiza planşee (21 × 31 m) libere de orice punct de sprijin, ansamblul este susţinut de şase coloane care au la bază un diametru de peste 2,40 m şi care sînt fundate pe stîncă la o adîncime de 18 m de la suprafaţa terenului.

Coloanele au trebuit să fie legate printr-o centură puternică, capabilă să suporte structura planşeelor. În acest scop s-au adoptat grinzi din beton precomprimat, formînd la fiecare etaj legătura dorită. Înalte de 1,80 m şi late de 90 cm, ele sînt lansate în consolă pe mai mult de 3,60 m la cele două extremităţi ale construcţiei.

Elemente primordiale ale structurii edificiului, aceste grinzi de legătură joacă şi un rol preponderent pe plan estetic; pentru că ele sînt aparente în faţadă, forma lor a fost studiată, în consecinţă (cu colţuri rotunjite, feţe înclinate, iar faţa văzută a fost tratată ca suprafaţă buceardată.

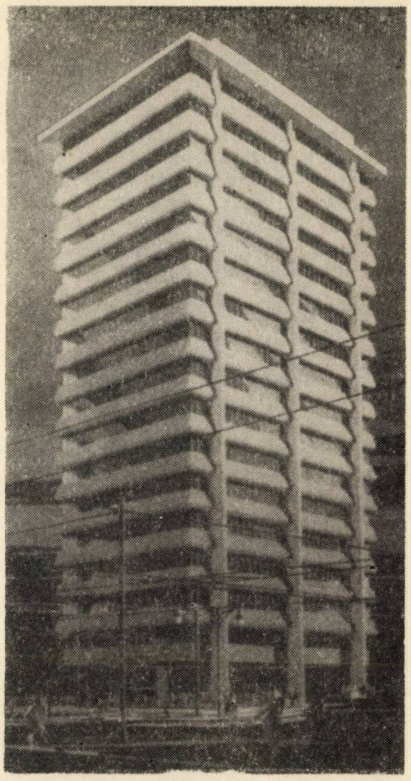


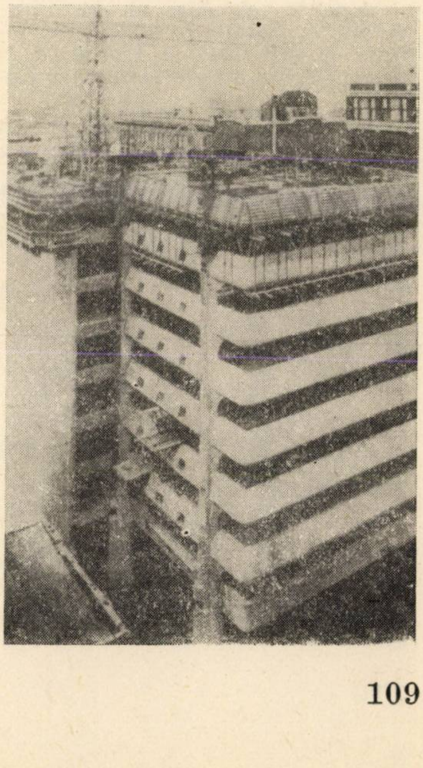
Fig. 5

Pentru a permite precomprimarea grinzilor principale (82,5 × 75 cm) ale structurii planşeului au fost practicate în centură deschideri rectangulare, care au fost astupate după punerea cablurilor în tensiune.

Ansamblul — coloane şi centuri — a fost turnat în acelaşi timp, etaj după etaj.

Şantierul a fost deservit de o macara aşezată pe turnul de circu-

Fig. 6



lație verticală și care se ridica în aceleași timp cu el (fig. 6).

Această importantă structură de beton contrastează cu parterul, în întregime vitrat, care permite să se vadă cele 6 coloane, singurele elemente portante ale celor 17 etaje, și cu ferestrele metalice, astfel concepute încît să permită deformațiile betonului (care pot atinge 25 mm), și a căror armătură este din aluminiu anodizat-galben.

(Batir, nr. 144, decembrie, 1965)

SCULPTURA INTEGRATĂ ÎN ARHITECTURĂ

Pentru a da un aspect mai puțin auster centrelor școlare de la Béziers și Bagnols-sur-Cèze, arhitecții au avut ideea originală de a cere colaborarea unor sculptori pentru tratarea plastică a fațadelor.

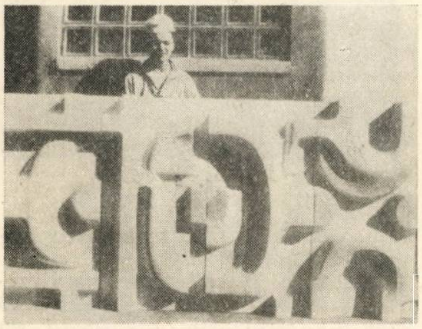


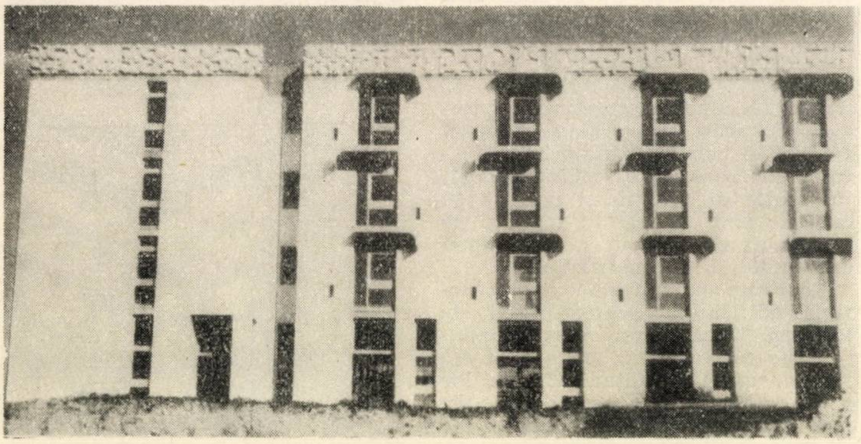
Fig. 7

Ca urmare, o echipă de sculptori a studiat tipurile de plăci din beton profilat (fig. 7) destinate să formeze o cornișă decorativă. Aceasta s-a realizat din patru tipuri de plăci care pot fi asamblate în orice poziție una față de alta, pentru a forma motive variate.

Modelele originale au fost executate în matrițe de staf (ipsos, ciment și glicerină) și reproduse în beton, într-un număr mare de exemplare.

Prin simpla variație a poziției celor patru elemente de bază, s-a obținut o friză care se desfășoară în jurul construcțiilor, dînd viață fațadelor și făcîndu-le foarte plăcute (fig. 8).

Fig. 8



(Batir, nr. 143, noiembrie, 1965)

CLĂDIRE SUSPENDATĂ

În Canada, la Santa-Foy, la executarea unei clădiri administrative cu parter și 3 etaje, pe un teren de 44 × 44,50 m, s-a impus prevederea unui parcaj pentru 50 de automobile, pe aceeași suprafață de teren.

Soluția de structură, cu stîlpi la parter, curent aplicată, a fost înlăturată, stîlpii periferici îngreunînd manevrarea automobilelor. Astfel s-a adoptat o soluție originală, curajoasă, dar logică, constînd în suspendarea etajelor de consolele purtate de un turn central din beton armat (fig. 9).

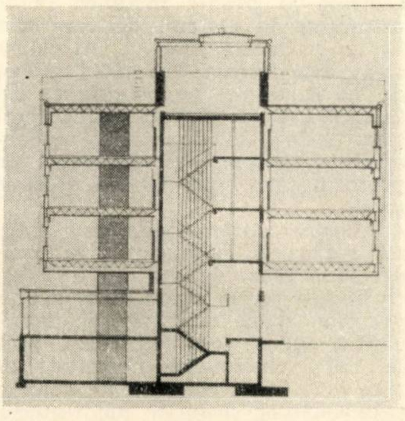


Fig. 9. Schema statică a structurii portante

Turnul, concentrînd serviciile comune și circulația pe verticală, are secțiunea generală pătrată (l = 7,33 m) și înălțimea de 16 m, cu fundația pe teren stîncos. La partea superioară el poartă patru grinzi identice care se intersectează în formă de cruce dublă, cu console simetrice de 7,33 m. Grinzile din beton armat B 360 au secțiunea de 1,80 × 0,50 m pe reazeme și de 1,50 × 0,50 m la capul consolelor.

Turnarea structurii portante (turnul și grinzile), făcîndu-se pe timp friguros, au fost necesare măsuri speciale la executarea cofrajului, pe lîngă cele impuse de necesitatea situării consolelor într-un același plan, perfect orizontal, deasupra turnului riguros vertical. Ca urmare, eșafodajul cofrajului a trebuit să fie montat pe o serie de prese care au permis varierea, după necesitate, a încărcării terenului supus efectului provocat de îngheț.

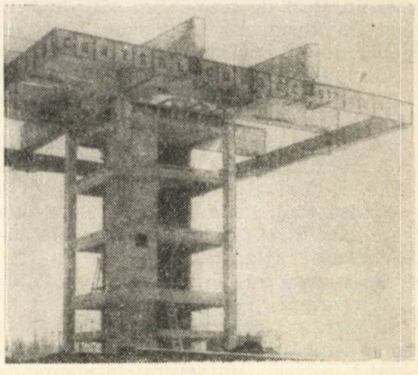


Fig. 10. Vedere a turnului, grinzilor consolă și a grinzii formînd centura superioară, prinsă cu 32 buloane de console

Pentru realizarea unei centuri superioare rigide, de repartizare a încărcărilor, s-au montat sub console patru grinzi metalice, continue, lucrînd la încovoiere pe treimile extreme (fig. 10); acestea au complicat întru cîtva calculele, trebuind să se țină seamă de săgeata inițială a grinzilor metalice, astfel, încît, în final, după încărcarea statică definitivă a tiranților portanți, să se obțină suprafețe perfect orizontale.

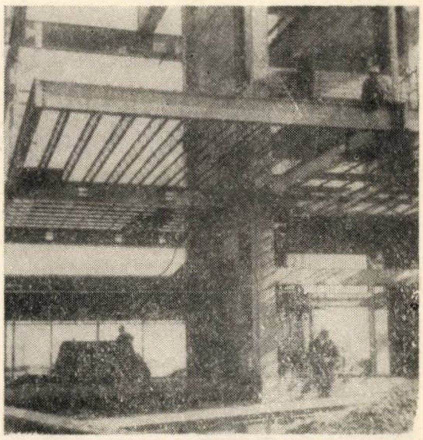


Fig. 11. Alcătuirea planșeelor, din grinzi metalice cu zăbrele rezemînd pe grinzi de centură, cu inimă plină

Planșeele etajelor s-au realizat din grinzi metalice cu zăbrele purtate de grinzi metalice cu inimă plină și rigidizate, în plan orizontal, cu tole care au servit și drept cofraj pierdut la turnarea dalelor de beton (fig. 11).

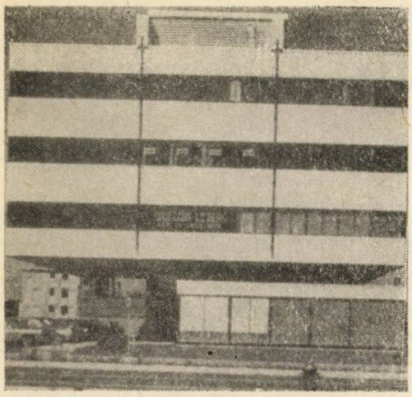


Fig. 12. Aspectul final al construcţiei

Suspendarea planşeelor, care rezemau interior pe turnul central, s-a făcut cu 12 tiranţi solicitaţi la eforturi de întindere descrescătoare spre parter; tiranţii s-au executat din profile cornier de 102 mm şi 76 mm.

Ancorarea tiranţilor la fiecare etaj s-a făcut în grinzile metalice de centură, pe care s-au rezemat panourile de faţadă, de tip parapet, din materiale uşoare, căptuşite cu azbociment. Faţadele s-au completat cu ferestre în benzi continue purtate de cadre metalice ce pot culisa între montanţii ficşi, echidistanţi (fig. 12).

De menţionat că pentru circulaţia pe verticală s-a preferat adoptarea ascensorului cu acţionare hidraulică în locul celui cu acţionare electrică pentru motivul că acţionarea hidraulică nu provoacă încărcarea turnului din acţiunea de deplasare şi oprire a ascensorului.

(Batir, nr. 143, noiembrie, 1965).

BOLTĂ DIN ALUMINIU ŞI PLASTIC

La Oaxtepec, în apropiere de Mexico, a fost construită o şarpantă uşoară, în întregime din aluminiu, după principiul „cupolei geodezice" (fig. 13).

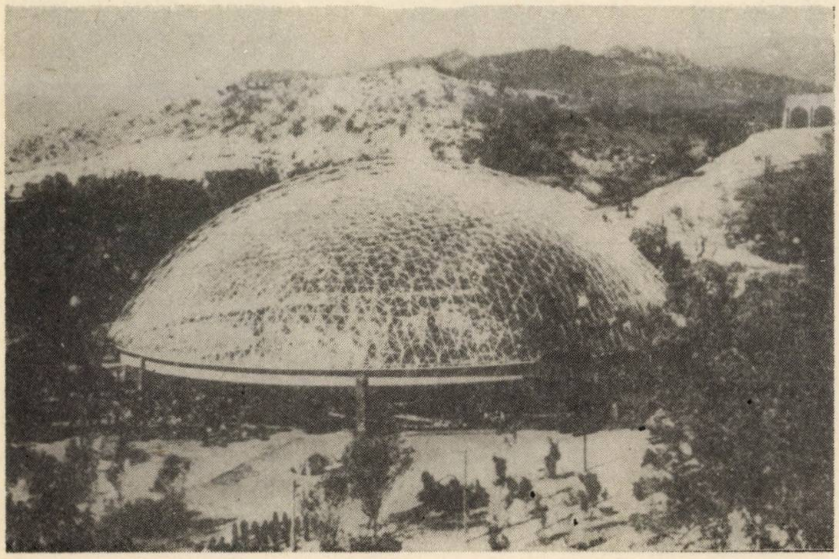
Această structură uşoară, cu un diametru de 61 m şi cu o înălţime de 22 m la mijlocul ei, constituie una din atracţiile unui centru de vilegiatură.

Ea este ridicată deasupra unui izvor de ape termale sulfuroase şi este acoperită cu un material plastic acrilic, care permite razelor ultraviolete să ajungă la arborii şi plantele din jurul izvorului.

Pentru realizarea acestei structuri s-au folosit 28 t de tuburi de aluminiu.

(Batir, nr. 143, noiembrie, 1960)

Fig. 13



O CENTRALĂ TERMICĂ ORIGINALĂ

În apropierea Parisului se află în construcţie ansamblul Alfortville care cuprinde 13 000 locuinţe, trei grupuri şcolare, un gimnaziu şi diverse dotări comune.

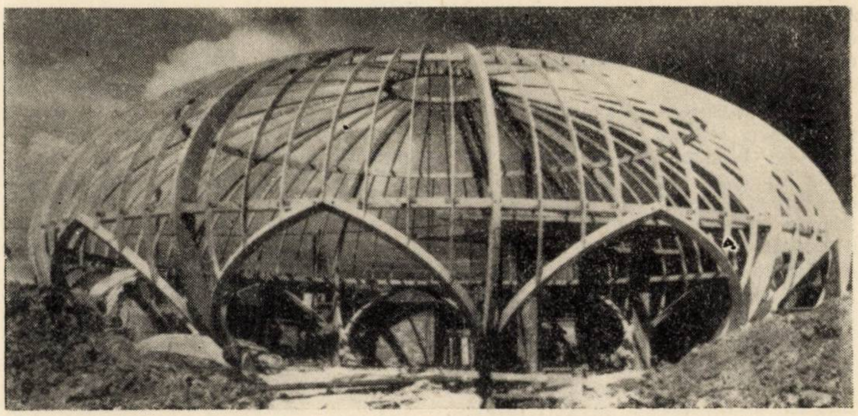


Fig. 14

Pentru asigurarea încălzirii şi furnizării apei calde, s-a prevăzut o centrală termică de mare capacitate, care cuprinde trei cazane de 4 000 000 calorii fiecare şi care furnizează apă la temperatura de 120° sub presiune de azot.

Această centrală fiind situată aproape în centrul oraşelului, arhitecţii au considerat că trebuie construită cu puţină fantezie.

Realizată din lemn, această construcţie (care aminteşte forma unei mingi de rugbi) este o parte a unui elipsoid de revoluţie aplatisat (fig. 14), limitat la sol printr-un cerc cu diametrul de 18,20 m. Cercul mare de 22,80 m diametru se găseşte la 3,35 m de la sol. Înălţimea totală la coamă este de 9,05 m.

Şarpanta din lemn lamelar încleiat este construită din:

— 11 semiarce de secţiune variabilă: 0,34 × 0,39 m la partea inferioară, 0,14×0,58 m secţiunea maximă şi 0,14×0,28 m la partea superioară. Semiarcele se sprijină la partea superioară pe un inel cu diametrul de 3 m (fig. 15) şi cu secţiunea de 0,16 × 0,20 m, de asemenea din lemn lamelar încleiat şi care delimitează un lanternou de iluminare şi ventilaţie.

— Arcele sînt legate prin două centuri circulare (pane), prima cu secţiunea 0,20 × 0,30 m, în plan ecuatorial, a doua cu secţiunea de 0,20 × 0,20 m la distanţă egală între prima centură şi coroana de coamă.

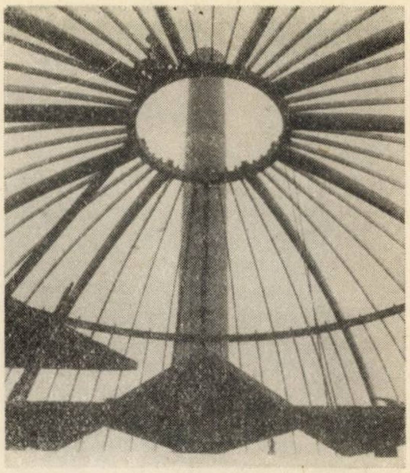


Fig. 15

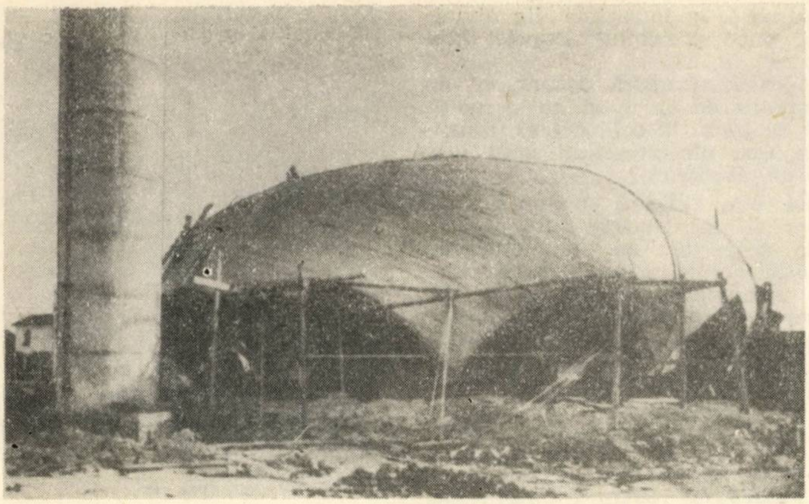


Fig. 16

Pe centurile circulare sînt așezați căpriori curbi (cu secțiunea de 0,40×0,16 m) dispuși radial, și pe care se prinde în cuie astereala care suportă învelitoarea propriu-zisă. Astereala este constituită din două straturi de lamele de parchet, de 12 mm grosime fiecare, dispuse la 45° (fig. 16).

Pentru iluminat și pentru intrări, în fiecare travee s-au prevăzut arce de fațadă, de asemenea din lemn lamelar încleiat cu secțiunea de 0,16 × 0,20 m, pornind de la fiecare picior (semi-arc) și rezemînd pe mijlocul primei centuri circulare.

Învelitoarea comportă mai întîi un strat de vopsea, pentru preimpermeabilizare, peste care se fixează prin lipire materialul de acoperire propriu-zis, gros de 1 mm, numit „Freibutyl“ ; acest produs, pe bază de cauciuc și fire de sticlă, are o mare suplețe, ceea ce permite o anumită deformare a suportului.

(Batir, nr. 143, noiembrie, 1965)

UN OȚEL PROTEJAT DE RUGINA SA

Folosit pînă de curînd în fabricarea materialului rutier sau feroviar, oțelul „Cor Ten“ și-a găsit o nouă întrebuințare originală în arhitectură.

Acest oțel slab aliat (semi-inoxidabil), cu limita de elasticitate ridicată (35 kg/mm^2), asigură o ușurare însemnată a structurilor și prezintă o rezistență la coroziune de 4—6 ori mai mare decît aceea a oțelului carbon.

Mecanismul rezistenței la coroziunea atmosferică este legat de formarea, la suprafața metalului, a unui strat complex de oxid extrem de dens și aderent, care asigură o protecție eficace împotriva coroziunii ulterioare.

Datorită acestor calități, în S.U.A., acest oțel a fost folosit la realizarea unor șarpante care nu necesită nici o acoperire.

Oțelul „Cor-Ten“ poate fi folosit cu un strat de vopsea. În acest caz, rezistența vopselii pe acest oțel este net superioară aceleia aplicate pe un oțel obișnuit.

Expus la intemperii, el capătă, după un anumit timp, variind în funcție de condițiile de expunere și de agresivitate atmosferică, o patină a cărei culoare variază de la brun la brun-violet. Pentru a obține o patină uniformă este necesar să se pregătească suprafața metalică prin sablare sau degresare, după caz, ca de exemplu înainte de aplicarea unui strat de vopsea. Apoi, Cor-Tenul nu mai necesită nici o operație de întreținere. Leziunile eventuale ale stratului de oxid se cicatrizează spontan.

El se fabrică mai ales sub formă de tole dar poate fi și laminat în grinzișoare de 100—330 mm sau de 100—300 mm.

(Batir, nr. 142, octombrie, 1965)

SPRIJINIRE INSUFICIENTĂ

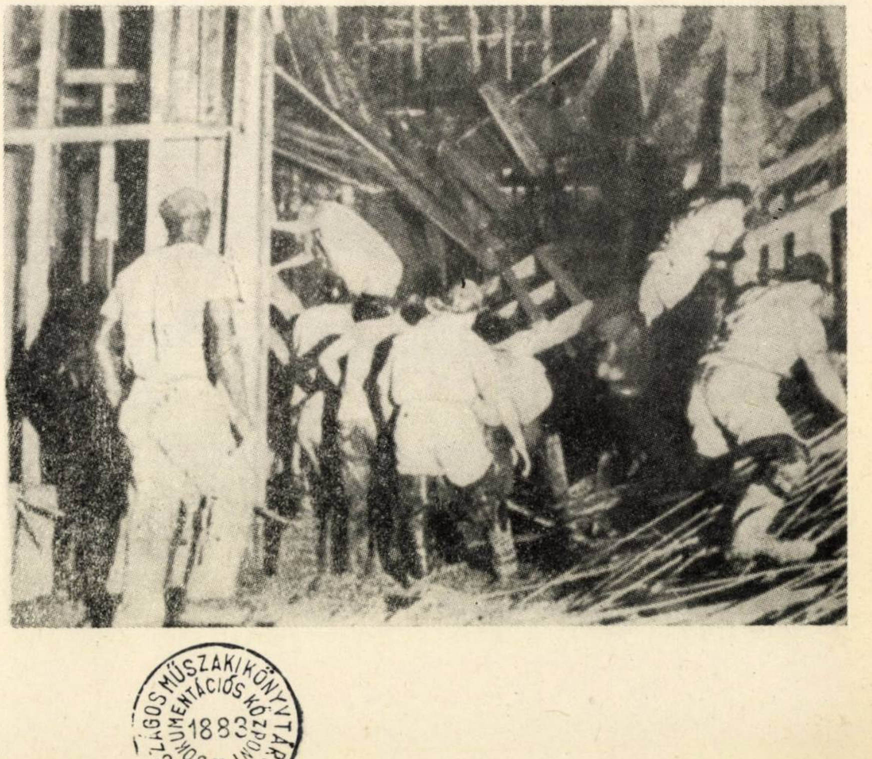
Un grav accident a întrerupt pentru un timp lucrările de extindere a imobilului Național Press din Washington, unde fosta sală a celui mai mare teatru al capitalei americane trebuia să fie transformată în birouri prin construirea unor planșee în interiorul carcasei goale a imensei săli. Cînd se turna planșeul celui de al doilea etaj, 95 m^3 de cofraj s-au prăbușit antrenînd și casa scării cu un volum de 200 m^3, prevăzută dedesupt, formînd un amalgam de beton, armături și panouri de lemn, de sub care au fost scoși șapte muncitori răniți (fig. 17).

Cofrajul era alcătuit din foi de placaj care rezemau pe grinzișoare telescopice din aliaj ușor, distanțate la 50 cm și susținute de longrine cu o deschidere de 5,40 m. Ansamblul era fixat prin două etaje de sprijiniri. Primul era format din scări din tuburi de oțel sudate, solidarizate două cîte două, prin contravîntuiri metalice; al doilea era realizat cu sprijiniri din lemn cu secțiunea de 10 × 10 cm, legate la jumătate din înălțimea lor prin antretoaze orizontale.

Se pare că parte din sprijinirile primului nivel nu au rezistat la greutatea betonului turnat și ruperea lor a antrenat prăbușirea ansamblului cofrajului.

(Batir, nr. 143, noiembrie, 1965)

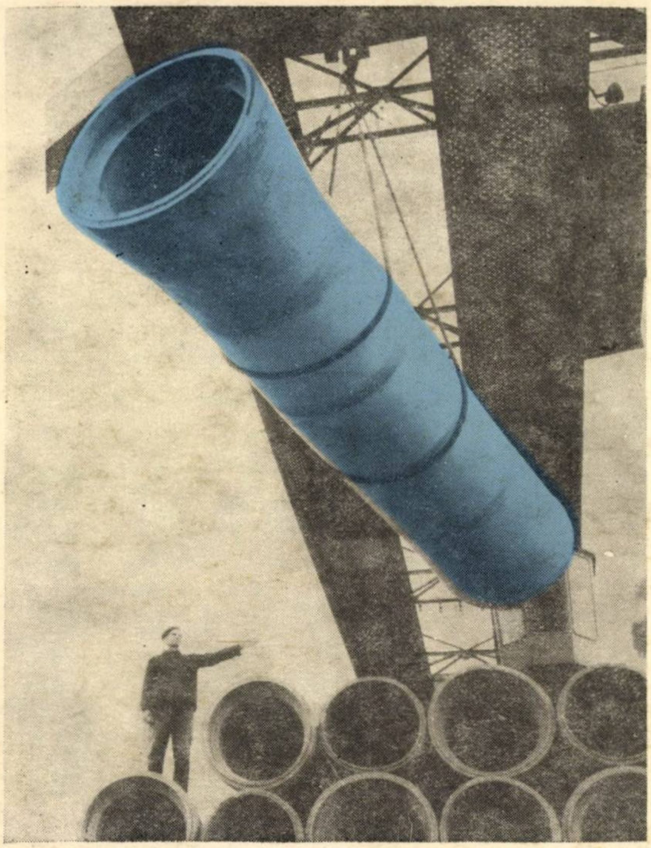
Fig. 17



ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Întreprinderea de prefabricate

1966 AUG 2 2



PROGRESUL

livrează:

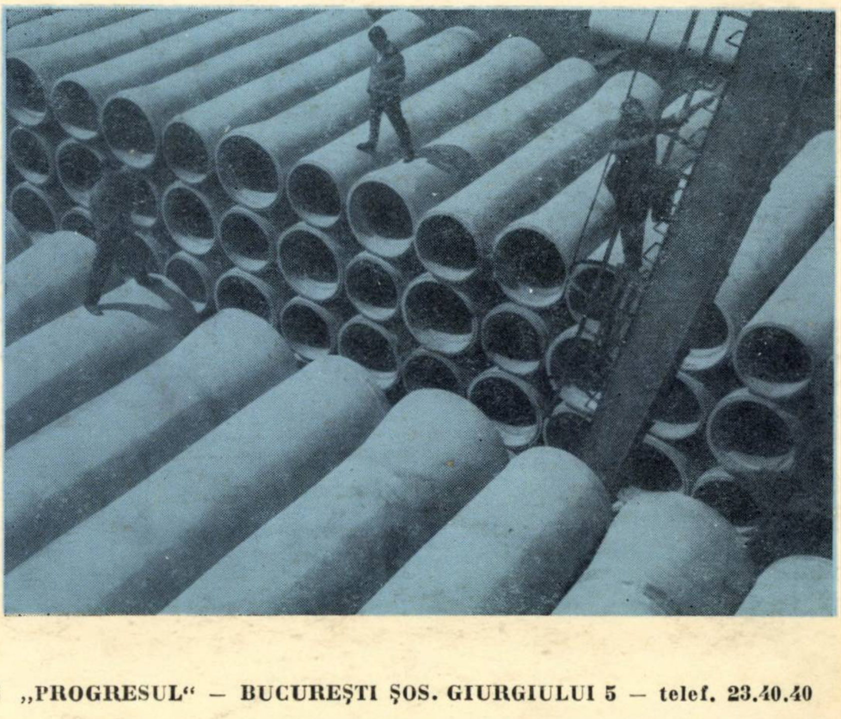
Tuburi de beton precomprimat pentru aducțiuni de apă, canalizare, podețe etc. avînd următoarele caracteristici principale :

– lungimea tubului – 5,0 m

– diametrul tubului – 600, 800, 1 000 mm.

– Tuburile cu diametrul de 600 și 800 mm pentru presiunile de 4,7 și 10 atm și cele cu diametrul 1 000 mm de 7 și 10 atm se livrează pe bază de repartiție.

– Tuburile cu diametrul 600, 800 și 1 000 mm pentru podețe și pentru canalizare, precum și tuburile cu diametrul 1 000 mm pentru presiune de 4 atm se livrează din stoc, fără repartiție.



ÎNTREPRINDEREA DE PREFABRICATE „PROGRESUL“ – BUCUREȘTI ȘOS. GIURGIULUI 5 – telef. 23.40.40

E 1688

RGAN
L COMITETULUI DE STAT
ENTRU CONSTRUCTII
RHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

R

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

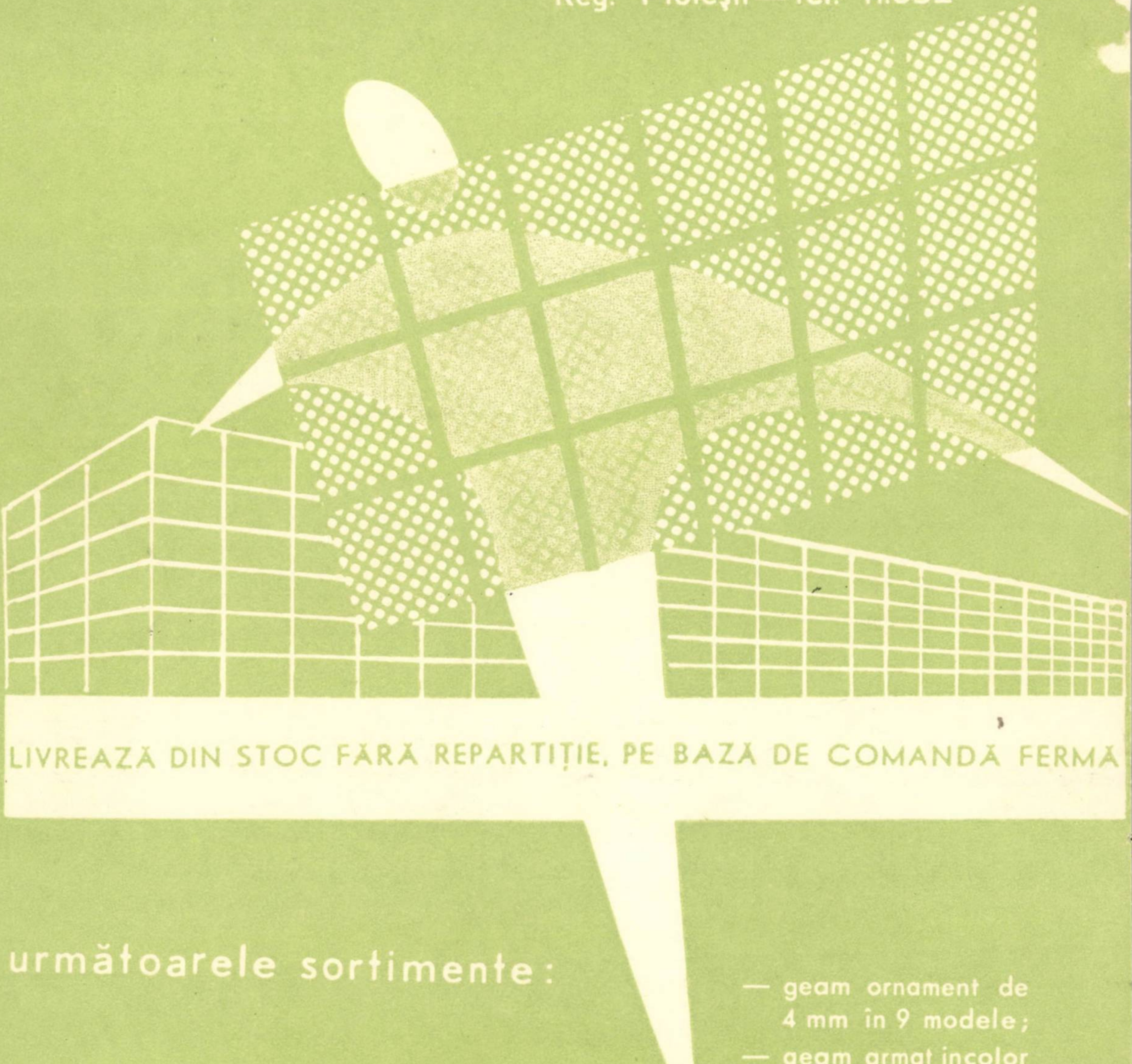
REFERÁLVA

● S. ILIESCU, M. RACOVIȚĂ : Structuri de acoperiș cu pane în două pante cu contrafișe ● C. RUȘCĂ, M. PERJESCU : Metodă simplificată de calcul al halelor industriale din elemente prefabricate de beton armat ● D. MATEESCU, GH. MERCEA : Calculul și încercarea experimentală a grinzilor metalice ajurate ● A. MARCU, R. STOICA : În legătură cu stabilirea modulului de deformație al terenului în calculul tasării construcțiilor ● M. ILINA : Alegerea numărului optim de cazane la instalațiile de încălzire centrală ● S. ALMĂJAN, C. CRUPENSCHI : Influența calității nisipului asupra nivelului tehnic al producției de geamuri ● S. OPRIȘ : Aspecte ale analizei consumului de piese de schimb în industria de ciment ● D. MARTAIAN : Ipsosuri românești utilizate la forme pentru obiecte sanitare din porțelan ● D. MORARU, I. BARBU : Observații asupra unor construcții de pe litoral privind coroziunea în climat marin ● CRONICĂ ● RECENZII ● DOCUMENTARE.

3

1966

FABRICA DE GEAMURI
SCĂENI
Reg. Ploieşti — tel. 11.832



LIVREAZĂ DIN STOC FĂRĂ REPARTIŢIE, PE BAZĂ DE COMANDĂ FERMĂ

următoarele sortimente:

- geam ornament de 4 mm în 9 modele;
- geam armat incolor de 6 mm;
- geam armat ornament de 6 mm;
- geam riglat de 6 mm;
- geam termoabsorbant verzui-albastru de 4—5 mm.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

3

1966

VOLUMUL 18, Nr. 3

MARTIE 1966

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Matescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

Pag

S. ILIESCU, M. RACOVIŢĂ :

Structuri de acoperiş cu pane în două pante cu contrafişe 113

C. RUŞCĂ M. PERJESCU :

Metodă simplificată de calcul al halelor industriale din elemente prefabricate de beton armat 117

D. MATEESCU GH. MERCEA :

Calculul şi încercarea experimentală a grinzilor metalice ajurate 126

A. MARCU, R. STOICA :

În legătură cu stabilirea modulului de deformaţie al terenului în calculul tasării construcţiilor 131

M. ILINA :

Alegerea numărului optim de cazane la instalaţiile de încălzire centrală 133

S. ALMĂJAN, C. CRUPENSCHI :

Influenţa calităţii nisipului asupra nivelului tehnic al producţiei de geamuri 138

S. OPRIŞ :

Aspecte ale analizei consumului de piese de schimb în industria de ciment 142

D. MARTAIAN :

Ipsosuri româneşti utilizate la forme pentru obiecte sanitare din porţelan 147

STUDII ŞI CERCETĂRI

D. MORARU, I. BARBU :

Observaţii asupra unor construcţii de pe litoral privind coroziunea în climat marin . . . 150

CRONICA

Structuri din plăci curbe subţiri în practica inginerească. Tendinţe pentru simplificarea proiectării şi execuţiei. Simpozion I.A.S.S. – Budapesta 1965 158

RECENZII

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria : Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.74 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

I.P.I. c. 3189

SUMMARY

S. ILIESCU and M. RACOVIȚĂ : Structures for strut, purlin saddle, roofs.

The authors deal with the structure of large aperture, large span universal halls. A roof structure for industrial halls is proposed which is recommended in the case of buildings covering a large area displaeyd in both directions ; it is claimed that the spatial of the component membres of this roof structure lay-out leads to a rational use of the material.

In conclustion, the authors outline the benefits of the system and make propositions for the typification of some elements.

C. RUSCĂ and M. PERJESCU : A simplified method for calculating industrial halls erected in reinforced concrete prefabricated elements.

The authors present a simplified version of the deformation method, applied to calculate the one store (level) industrial halls, built out of reinforced concrete prefabricated elements.

Due consideration is also given to the contribution brought to the action of travelling cranes by the effect of spatial concurrent work of all transverse frames of the hall.

The simplification proposed by the authors consists in eliminating the need of writing the canonic equation for each loading hypothesis of frame displacement, which allow for the direct calculation of elastic reactions induced at the upper end of the pillars.

In conclusion, an example of calculation is given which serve to show how the computing operations shall be organized and systematized.

D. MATEESCU and M. GHEORGHE : Calculation and testing of some metallic beams with openings.

With a view to obtain pierced beams, the authors carried out investigations based upon a method of calculation which accepts certain simplifyng steps for the hypotheses advanced over the unit stress distribution ; dusing the tests they only considered those loads which give stresses within the elastic limit.

For such beams however, certain stress concentrations take place over narrow zones at the opening borders, which cause the beam capacity of strength to be actually much higher than the one assessed, without exceding however, even locally. the steel creep limit.

A. MARCU and R. STOICA : On the assessment of earth deformation with reference to the building settlement calculation.

A comparative study is under way on the module of deformation values — as determined with the edometer (M) — and on those found through direct testes conducted on test plates (E), with a view to estimate the possibility of using, when computing the settlement, certain representative values for the soil compressibility characteristics.

The authors underline the need of extending the use of E quantities (whitch allow for values of settlement very close to the actual ones to be computed) and establish — for the case of dusty-clay soils — a correlation between the $m = \frac{E}{M}$ ratio and the value of pore index „e“.

M. ILINA : The choice of the optimal number of boylers in a central heating station

One of the most challenging problems encountered in the thermal central heating station design is the choice „of the optimal number of boyler installations. In such an...“ approach the basic element is the technico-economical calculation. Since in such calculations a great number of varying factors are intervening, the author has endeavored to choose the most important ones that should help to lay out the first bases of a technico-economical calculation intended to establish the optimal number of boylers and their constructional features.

In conclusion, the author suggests that the problem should be approached also from other standpoints, considering also other parameters, so as to bring the results as close to the actual situation as possible.

S. ALMĂJAN and C. CRUPINSCHI : Effect of sand quality on the technical level of window glass production.

The study of sand quality and of its influence over the window glass production and processing operations as well as over the quality of the finished product is of a paramount importance.

The scope aimed at by the authors is to describe the most important and practical aspects related to this problem.

In conclusion, investigations over some new sand deposits are proposed, together with the finalization of the technological solutions for sand amelioration, with a view of obtaining sand qualities adequate to window glass and glass-ware production.

S. OPRIȘ : Some aspects presented by the analyisis of spare parts consumption in cement industry.

An analysis of the problem related to the parts specific consumtion is given (crushing membres, mill shields etc.).

The achivements for 1962 are compared to those for 1957, as this is a time interval during which the dotation in tools and equipments did not change very much in this industrial bsanch: then factors that contributed to reduce the specific consumption are shown, and namely: the part quality, the loanding index of the equipment and its horary productivity.

D. MARTAIAN : Rumanian plasters used to buid up moulds for porcelain sanitary items.

As a result of the studies and tests carried out by the Porcelain Wares for Sanitary Uses Factory in Bucarest and by the Plaster Factory in Aghireş with a view to reach — according to plan — a number of 84 casting operations for each mould set at a speed of two casting operations daily un mechanized casting lines, the causes of the mould rapid wear were determined ; the studies and tests carried out also allowed to determine the characteristics required for the plaster intendend for mould manufacture, as well as the fabrication procedure, with the result that the amount of casting operations planned was exceded.

D. MORARU and I .BARBU : Some considerations on corrosion phenomena in sea atmosphere with reference to some buildings erected on the sea-coast.

The rapid growth and the considerable, extension taken by the cnostruction works carried out on the sea- coast require an organized, scientifical study on the strength of building materials in sea atmosphere. Systematic, long term investigations are required to achieve a good knowledge about building materials and the recommanded technologies in sea atmosphere.
The first results of the investigations carried out on concrete, reinforced concrete and metalic building works erected on the sea-coast are presented.

SOMMAIRE

S. ILIESCU et M. RACOVIŢĂ : Charpentes de toiture à pannes en dos d'âne et contre-fiches.

Les auteurs traitent le problème de la charpente des halls universels à larges ouvertures et travées. On propose une charpente de toiture pour halls industriels, indiquée dans le cas des construction à large surface, developpées sur les deux directions et dont la disposition spatiale des éléments conduit à un emploi rationnel du matériau.
En conclusion on met en évidence les avantages du système et on avance des proposition pour la typisation de certains éléments.

C. RUŞCĂ et M. PERJESCU : Méthode simplifiée pour calculer les halls industriels en éléments préfabriqués en béton armé.

Les auteurs présentent une variante simplifiée de la méthode des déformations, appliquée au calcul des halls industriels à un seuf niveau, construits à partir d'éléments préfabriqués en béton armé.
On considère en même temps la contribution apportée à l'action des ponts roulants par le travail collectif spatial de tous les cadres transversals du hall.
La simplification proposée par les auteurs consiste notamment à éliminer la nécéssité d'écrire l'équation canonique pour chaque hypothèse de mise en charge en vue d'établir le déplacement du cadre, ce qui permet de passer directement au calcul des réactions élastiques qui ont lieu à l'extrémité supérieure des piliers.
En conclusion on donne un exemple de calcul afin d'indiquer la manière dont if faut organiser et systématiser le calcul.

D. MATEESCU et M. GHEORGHE : Le calcul et l'expérimentation de quelques poutres métalliques ajourées.

Afin d'obtenir des poutres ajourés, les auteuss ont entrepris des recherches basées sur un calcul qui admet certaines simplifications pour les hypothèses de répartition des efforts unitaires ; dans les essais ils n'ont pris en considération que les charges qui donnent des efforts dans la limite du régime elastique.
Dans le cas des poutres ayant une telle configuration, certaines concentrations d'efforts ont lieu sur des zones étroites situées aux bords des jours, ce qui fait qu'en réalité la capacité de résistance de la poutre soit de beaucoup plus grande que celle déterminée, sans dépasser pour autant, même localement, la limite d'écoulement de l'acier.

A. MARCU et R. STOICA : Sur la détermination du module de déformation du sol, dans le calcul du tassement des constructions.

Une étude comparative est en cours sur les valeurs du module de déformation — déterminées à l'édométrie (M) — et sur celles trouvées par essais directs exécutés sur plaques d'essai (E), le but final de l'étude étant d'estimer la possibilité d'utiliser dans le calcul du tassement certaines valeurs représentatives pour les caractéristiques de compressibilité du terrain.
On souligne la nécessité d'élargir l'utilisation des grandeurs E (qui permettent d'évaluer par le calcul des valeurs de tassement très proches des valeurs réelles) et on arrête — pour les terres poussiéreuse-argileuses — une corrélation entre le rapport $m = \frac{E}{M}$ et la valeur de l'indice des pores „e".

M. ILINA : Le choix du nombre optimal de chaudières dans une installation de chauffage central

Un des problèmes les plus dificils à résoudre dans une étude de conception pour une centrale thermique de chauffage est celui du choix du nombre des chaudières. Dans une telle situation, l'élément de base est constitué par le calcul technique et économique. Les facteurs qui interviennenet dans une telle opération de calcul étant variables et multiples, l'auteur s'est efforcé d'en choisir les plus importants et notamment ceux qui permettent d'arrêter les bases d'un commencement de calcul technique et économique pour le choix du nombre optimal de chaudières et de leur type de constrution.

En conclusion, l'auteur propose d'arborder la question sous autres aspects, en prenant en considération autres paramètres encore, afin que les résultats soient aussi proches de la réalité que possible.

S. ALMĂJAN et C. CRUPINSCHI : Influence de la qualité du sable sur le niveau technique de la production du verre à vitres.

L'étude de la qualité du sable et de l'effet que ce dernier porte sur le processus d'élaboration et de travail du verre, ainsi que sur la qualité du produit finit est particulièrement importante.

Les auteurs se proposent de présenter les aspects théoriques et pratiques les plus importants en connexion avec ce probléme.

En conclusion, ils proposent d'une part l'exploration et l'étude de nouveaux gisements de sable et d'autre part la mise au point définitive des solutions technologiques pour l'amélioration du sable, afin d'en obtenir des qualités se prêtant à la fabsication des citres et du verre.

S.OPRIŞ : Quelques aspects de l'analyse de la consommation des piéces détachées dans l'industrie du ciment.

L'auteur analyse le problème de la consommation spécifique de métal (corps de broyage, blindajes pour moulins etc.).

Les réalisations de l'année 1962 sont comparées à celles de l'année 1957, période pendant laquelle la dotation en outillages n'a pas souffert de modifications importantes dans ce secteur d'activité, et l'on indique les facteurs qui ont contribué à réduire la consommation spécifique, à savoir : la qualité des pièces, le degré de chargement des outillages et leur productivité horaire.

D. MARTAIAN : Plâtres roumains utilisés à la confection des moules pour articles sanitaires en porcelaine.

Les études et les essains entrepris par la Fabrique d'articles sanitaires en porcellaine de Bucarest, ainsi que par la Fabrique de Plâtre d'Aghireş dans le but d'atteindre — selon le projet — le nombre de 84 coulages dans chaque jeu de moules, à raison de deux coulages par jour, sur les chaînes de coulage mécanisées, ont permis de déterminer les causes de l'usure rapide des moules et d'établier les caractéristiques requises pour le plâtre destiné à leur confection. ainsi que le monde de fabrication. Ceci a permis de dépasser le nombre des coulées projetées.

D. MORARU et I. BARBU : Remarques sur la corrosion en climat marin, faites au sujet de quelques constructions en bâtiment exécutées sur le littoral.

La cadence accélérée et l'ampleur des constructions en bâtiment sur le littoral requièrent un étude scientifique organisée sur la tenue des matériaux de construction en atmosphère marine. Afin d'arriver à connaître les matériaux de construction et les technologies les plus indiqués en atmosphède marine, on a prosé d'organiser des recherches systématiques et de durée.

L'article présente le résultat des premières constatations faites sur les constructions en béton, béton armé et métaliques, exécutées sur le littoral.

INHALT

S. ILIESCU und M. RACOVIŢĂ : Dachaufbau mit Keile in 2 Neigungen mit Strebepfeiler.

Im Artikel wird das Problem der allgemeinen Hallen mit Spannweite und Balken grossen Ausmass behandelt.

Es wird ein Vorschlag für die Verwirklichung eines Dachaufbaues für eine allgemeine Halle geeignet für grosse Flächen, entwickelt in beiden Richtungen mit einer bestimmter räumlicher Verteilung der Elemente die zur einem rationellen Nutzen der Baumaterialen führen, vorgetragen.

Im Abschluss werden die Vorteile des Systems und Vorschläge für die Typisierung einiger Bauelmente angegeben.

C. RUŞCĂ und M. PERJESCU : Vereinfachte Berechnungsmethode der Industriellhallen aus vorgefertigten Eisenbetonbauelementen.

Die Verfasser stellen eine Vereinfachung der Formänderungsmethode dar die bei der Berechnung von Industriellhallen in einer Höhenstufe aus vorgefertigten Eisenbetonelementen Anwendung findet.

Gelichzeitig wird die Wirkung der räumlicher Zusammenarbeit aller Quergerüste der Halle bei der Kranaktion berücksichtigt.

Die von den Verfasser vosgeschlagene Vereinfachung bestcht aus der Tatsache, dass es wohl nicht mehr notwending sei die kanonische Gleichung für jede Belastungsannahme zwecks Bestimmung der Rahmenverschiebung aufzustellen sodern man kann direkt auf die Berechnung der elastischen Reaktionen am oberem Ende der Pfeiler übergehen.

Im Abschluss wird ein Berechnungsbeispiel und die Anweisung über die Anordnung und Systematisierung der Berechnung vorgetragen.

D. Mateescu und M. Gheorghe : Berechnung und Erprobung von gelöcherte Metallbalken.

Die Verfasser haben Versuche für die Erlangung gelöcherten Balken angestellt und eine Berechnung ausgeführt die einige Vereinfachungen in der Annahme der einheitlichen Kräfteverteilung gestattet : bei den Versuchen wurden nur die Belastungen betrachtet die Kräfte innerhalb der Elastizitätsgrenze ergeben.

Bei solchen Balken tretten, auf reduzierte Zonen am Rande der Löcher, aber einige Kräfteansammlungen auf, was zur Folge hat dass die tatsächliche Wiederstandsfähigkeit des Balkens viel grösser ist als die berechnete ohne örtliche Überschreitungen der Sathlfliessgrenze zu gestatten.

A. MARCU und R. STOICA : In Zusammenhang mit der Feststellung der Art der Formänderung des Bodens bei der Senkungberechnung der Bauwerken.

In Bezug auf das Problem der Anwendung einiger vertretbarer Werte über die Zusammendruckbarkeit des Bodens in den Senkungherechnungen wird ein Vergleichstudium über die, bezüglich der Art der Formänderung in Edometer (M) ermittelte und denen die aus Versuche direkt auf Prüfplatten festgestellten Werte.

Uber die Notwendigkeit der weitgehender Benutzung der Grössen E (die eine Senkungberechnung annähernd an den wirklichen gestatten) betonend, wird für die staubig-tonartige Erden — eine Korrelation zwischen dem Bruch $m = \frac{E}{M}$ und „e" dem Wert des Porositätsindex festgestellt.

M. ILINA : Zwekmässige Wahl der Kesselanzahl für zentrale Heizanlagen.

Eine der schwierigsten Fragen denen man begegnet beim Entwerfen von zentralen Heizanlagen ist die Wahl der zweckmässigsten Kesselanzahl. Die Grundlage dafür besthet in einer vergleichenden technisch-wirtschaftlichen Rechnung. Da die Faktoren die in den Berechnungen auftreten zahlreich und veränderlich sind, wurde vom Verfasser angestrebt aus der Vielheit dieser Faktoren die wichtigsten zu wählen um also für eine vergleichende technisch-wirtschaftliche Berechnung die nötigen Grundlagen zu schaffen und letzten Endes die günstigste Kesselanzahl zu bestimmen sowohl wie deren bauliche Beschaffenheit.

Im Abschluss schlägt der Verfasser vor, diese Frage auch unter Berücksichtigung anderer Gesichtspunkte und anderer Parameter zu erörtern so das die Endergebnisse sich der Wirglichkeit so weit wie nur möglich nähern.

S. ALMĂJAN u. C. CRUPINSCHI : Der Einfluss der Sandbeschaffenheit auf den technischen Stand der Glasscheibenindustrie

Besonders wichtig ist die Beschaffenheit des Sandes zu untersuchen sowohl wie dessen Einfluss auf die Erzeugungs- und Fertigungsverfahren von Glasscheiben und auf die Qualität der Erzeugnisse.

Die Verfasser nehmen sich vor die wichtigsten theoretischen und praktischen Aspekte dieser Frage zu erörtern.

Im Abschluss wird vorgeschlagen neue Sandvorkommen zu erforschen und Veredelungsverfahren festzusetzen um also zweckmässige Sandsorten für die Erzeugung von Glasscheiben und Glaswaren bereitzustellen.

S. OPRIŞ : Anschaung der Analyse über den Verbruch von Ersatzteile in der Zementindustrie.

Im Artikel wird das Problem des spezifischem Verbrauchs von Metall (Mahlkőrper. Panzer für Mühlen usw) analysiert.

Es werden die Verwirklichungen des Jahres 1962 mit demen vom 1957, Zeitspanne indem die Werkzeugsausrüstung des Sektor keine wesentliche Aenderungen erlitten hat, verglichen mit Hinweis auf die Faktoren die an der Herabsetzung des spezifischen Verbrauchs beigetragen haben und zwar : die Qualität der Werkstücke, der Asunutzungsgrad der Werkzeuge und deren stündliche Produktivität.

D. MARTAIAN : Rumänische Gipse die zur Formen für Sanitärobjekte gebraucht werden.

Als Folge der Beobachtungen und Versuche die von der Fabrik für Sanitärobjekte aus Porzelan — Bukarest — und der Gipsfabrik in Aghireş ausgeführt wurden mit dem Ziel die Zahl des vom Projekt vorgesehenen 84 Güsse je Formgarnitur 2 mal täglich auf die mechanisierten Gusslinien zu erreichen, wurden die Gründe weshalb die Formen eine rapide Abnutzung aufweisen ermittelt und die Eigenschaften des Gips für die Herstellung und die Herstellungsart derselben festgestellt. Demzufolge ist es gelungen die projektierte Grundzahl zu überschreiten.

D. MORARU und I. BARBU : Bemerkungen über einige Bauten an der Seeküste im Bezug auf die Korrosion des Seeklima.

Die Entwicklung der Bauten an der Seeküste bedingt eine wissenschaftlich organisierte Verfolgung des Verhaltens der Baumaterialin im Seeklima. Zwecks Kenntniss der bestens geeigneten Baumaterialien und der Tehnologie die unter den Bedingungen des Seeklima anzuwenden sind wurde die Frage einer langwieriger und systematischer Untersuchung aufgestellt.

Im Artikel werden die ersten Beobachtungen über Beton-Eisenbeton und Stahlbauten an der Seeküste vorgetragen.

СОДЕРЖАНИЕ

С. ИЛИЕСКУ ки М. РАКОВИЦЭ: Конструктивная схема крыш с двускатыми прогонами и подкосами.

В статье трактуется проблема конструктивной схемы универсальных промышленных зданий с большим шагом колонн и большими пролётами. Представлено решение конструктивной схемы крыши производственного здания, рекомендуемой для больших площадей, развёрнутых по обоим направлениям, с определённой пространственной организацией элементов, что приводит к целесообразному использованию материала.

В заключении указана выгода, достигаемая при применении данного решения и сделаны предложения по типизации некоторых элементов.

К. РУШКЭ и М. ПЕРЖЕСКУ: Упрощённый метод расчёта производственных зданий, возводимых из сборного железобетона.

Авторы представляют упрощение метода деформаций, применённого к расчёту производственных одноэтажных зданий, возводимых из сборного железобетона.

Одновременно учитывается эффект пространственной одновременной работы всех поперечных рам здания, при воздействии мостовых кранов.

Упрощение, предлагаемое авторами, состоит в том, что устраняется необходимость написания канонического уравнения для каждой гипотезы загружения, в целях определения перемещений рамы, что даёт возможность перейти непосредственно к расчёту упругих реакций на верхних концах колонн.

В заключении приведен пример расчёта с тем, чтобы указать как следует организовать и систематизировать расчёт.

Д. МАТЕЕСКУ и М. ГЕОРГЕ: Расчёт и экспериментирование двутаровых металлических балок с проёмами.

Авторы произвели исследования в целях получения двутаворовых балок с проёмами и расчёт, который допускает некоторые упрощения гипотез распределения усилий; при испытании были приняты во внимание только нагрузки, порождающие напряжения исключительно в пределах упругости.

Но в балках такого вида происходит концентрация усилий на небольших зонах по краям проёмов, что приводит к тому, что, в действительности, несущая способность балки на много больше определённой при испытании, бех необходимости допускать местные превышения предела текучести стали.

А. МАРКУ и Р. СТОЙКА: Об определении модуля деформации грунта при расчёте осадки зданий и сооружений.

В связи с применением характерных значений зжиаемости при расчёте осадки грунта производится сравнительное исследование значений (М) модуля деформации, определённых в эдометре и значений (Е), определённых непосредственными испытаниями на загружаемых плитах.

Подчеркнув необходимость более широкого применения значений Е (которые позволяют определить при расчёте осадки более близкие к реальным), авторы определяют,. для глинистых, пылеватых грунтов, — соотношение между уравнение $m = \frac{E}{M}$ и значением показателя пористости ,,е''.

М. ИЛИНА: Определение оптимального количества котлов при центральном отоплении

Одной из трудных проблем, возникающих при проектировани термоцентралей является определение оптимального количества котлов. В этом случае, основным элементом служит технико-экономический расчёт. Так как факторы, котореы следует учитывать при расчётах такого рода, изменчивы и многочисленны, автор попытался выбрать из ножества этих факторов важнейшие и основываясь на них заложить основы такого рода технико-экономических расчётов, при определении оптимального количетва котло и их конструкции.

В заключении, автор предлагает подступить к вопросу и с других точек зрения, учитывая и другие параметры так, чтобы результаты расчёта соответствовали бы как можно более действительности.

С. АЛМЭЖАН и К. КРУПИНСКИЙ: Влияние качества песка на технический уровень производства стекла

Изучение качества песка и его влияние на процесс производства, обработку и качество готового стекла — весьма важно.

Авторы задаются целью описать важнейшие теоретические и практиечские аспекты, связанные с этой проблемой.

В заключении, предлагается как обследованиеновых залежей песка, так и приведение окончательному решению технологических приёмов обогащения в целях получения ;песков качества подходящего производству оконного стекла и стеклянных изделий.

С. ОПРИШ: Аспекты анализа расхода запасных частей в цементной промышленности.

В статье проанализирована прлблема удельного расхода металла (кожухи для мельниц, мельницы и т.п.).

Сопоставляются выполнения планов на 1962 и 1957 годы, период, в который оборудование данной деятельности не было значительно изменено и указываются те факторы, которые способствовали снижению удельного расхода, а именно: качество запасных частей, степень загрузки оборудования и его производительность в час.

Д. МАРТАЯН: Румынские гипсы, используемые при изготовлении форм для сантехнических фарфоровых приборов.

По результатам наблюдений и испытаний, проведенных на Заводе сантехнических фарфоровых приборов в г. Бухарест и на Гипсовом заводе в. г. Агиреш, в целях достижения, согласно проекту, 84-х отливок в каждом наборе форм, по две отливки в день на механизированных линиях, были выявлены причины, которые приводили к быстрому износу форм и были определены необходимые качества гипса, употребляемого для изгоровления приборов, а также и способ фабрикации. Таким образом было превышено число проектных отливок.

Д. МОРАРУ и И. БАРБУ- Наблюдения за коррозией в приморском климмате, проявленной на некоторых зданиях и сооружениях, возведенных на берегу моря.

Рост темпа и объёма строительства на побережье моря требует научного, организованного наблюдения за поведением материалов, употребляемых в данном климате.

В связи с необходимостью познания наиболее подходящих строительных материалов и технологий, которые следуе применять в условиях приморского климата, был выдвинут вопрос об организации долговременных и систематических исследований.

В статье изложены результаты первых наблюдений над бетонными, железобетонными и металлическими зданиями и сооружениями, возведёнными на берегу моря.

Structuri de acoperiş cu pane în două pante cu contrafişe

Ing. S. Iliescu şi ing. M. Racoviţă

I. INTRODUCERE

Ţinînd seamă de importanţa pe care a căpătat-o în ultima vreme utilizarea metalului în realizarea construcţiilor, ca urmare a dezvoltării industriale a ţării noastre, se impune studierea cît mai aprofundată, din punct de vedere tehnico-economic, a soluţiilor structurilor metalice, ce trebuie adoptate la realizarea halelor industriale în general şi, în special, a celor cu deschideri şi travee mari, acoperind suprafeţe din ce în ce mai întinse. Acest lucru este cu atît mai important cu cît există tendinţa de realizare a halelor industriale cu caracter universal, care să permită, nu numai desfăşurarea unui anume proces tehnologic preconizat în prima fază, dar şi posibilitatea reorganizării tehnologiei în timp, pe baza condiţiilor cerute de modernizarea proceselor în ramura respectivă şi de extinderile previzibile. În acest scop, halele industriale trebuie să permită, ca spaţiu, în toate direcţiile, cît mai multe posibilităţi de amplasare a utilajelor, ceea ce se poate obţine prin alegerea unor deschideri şi travee suficient de mari.

În materialul de faţă, vom prezenta un tip de structură de acoperiş de hală industrială, indicat pentru suprafeţe mari, dezvoltate pe ambele direcţii, cu o anumită organizare spaţială a elementelor, care conduce la o folosire raţională a materialului.

Acest sistem are la bază folosirea continuităţii statice a elementelor, iar prin alcătuirea structurii în ansamblu, asigurînd unor elemente roluri multiple, conduce la o soluţie economică.

II. ALCĂTUIREA STRUCTURILOR DE ACOPERIŞ CU PANE ÎN DOUĂ PANTE CU CONTRAFIŞE

Panele cu două pante şi contrafişe sînt elementele principale care alcătuiesc structura unui anumit tip de acoperiş, indicat pentru acoperirea unor suprafeţe mari, dezvoltate pe ambele direcţii. Împreună cu fermele pe care reazemă, aceste pane conduc la alcătuirea unor structuri mai economice decît soluţiile clasice, prezentînd, din multe puncte de vedere, o serie de avantaje.

Aceste elemente denumite poate impropriu pane, deoarece diferă destul de mult de reprezentarea în general admisă pentru noţiunea de pană, pot fi considerate ca avînd şi rol de ferme, iar elementele pe care reazemă, denumite poate tot atît de impropriu ferme, au rolul de juguri sau ferme transversale-jug. Din anumite considerente de similitudine, de dispoziţie în ansamblul construcţiei etc., precum şi pentru claritatea expunerii, vom conveni să le denumim totuşi pane, iar elementele pe care reazemă, ferme.

Avînd de-a face cu suprafeţe mari, dezvoltate pe ambele direcţii, problema canalizării apelor pluviale trebuie rezolvată exclusiv prin scurgeri interioare. Pantele necesare scurgerii apelor pluviale de pe acoperiş sînt asigurate de pane şi nu de ferme, cum se întîmplă în mod obişnuit, fiecare pană avînd astfel cîte două pante. Fiind elemente care se pretează la deschideri mari, de minimum 12 m, panele au cîte două pante, atît pentru asigurarea scurgerii apelor de pe acoperiş (fermele neputînd asigura această funcţiune în concepţia structurii), cît şi din considerente de rezistenţă, necesitînd o secţiune mai înaltă, cu un moment de inerţie mai mare, la mijlocul deschiderii.

Rolul contrafişelor este multiplu pentru acest gen de structură ; în primul rînd, micşorează deschiderea de calcul a panei, prin realizarea unor reazeme intermediare, în al doilea rînd, asigură o excelentă contravîntuire verticală, şi, în al treilea rînd, constituie elementele de rezistenţă ale luminătoarelor.

Necesitatea luminării naturale, prin supraluminătoare, a unei suprafeţe atît de mari este evidentă. Unul din avantajele acestui sistem îl constituie faptul că alcătuirea structurii de acoperiş, în sistemul cu pane în două pante cu contrafişe, dă posibilitatea luminării halei, fără a folosi elemente speciale în acest scop, cu o structură de rezistenţă separată de sistemul acoperişului.

Rezemarea panelor pe fermă se face la nivelul tălpii inferioare a acesteia, iar contrafişele orientate în sus se întîlnesc la nivelul tălpii superioare, alcătuind forma triunghiulară a luminătorului. În acest fel, fermele cu tălpi paralele sînt incluse în înălţimea luminătorului. Acest lucru reprezintă, după cum se va vedea mai departe, un alt avantaj al sistemului considerat.

Tendinţa manifestată, în general, la hale industriale de a se crea spaţii cît mai mari, cu deschideri şi travee mari, impuse de condiţiile tehnologice moderne, cît şi pentru asigurarea unui grad mai înalt de universalitate, găseşte cea mai potrivită expresie de rezolvare în structura de acoperiş cu pane în două pante cu contrafişe.

Într-adevăr, această structură este indicată la deschideri mari. Pe direcţia panelor, deci, conform convenţiei, pe direcţia traveelor, deschiderea minimă indicată este de 12 m. Cum traveele standardizate, cel mai des folosite, sînt cele de 6 şi 12 m, se poate spune că traveea de 12 m a structurii cu pane în două pante şi contrafişe este o travee mare. Teoretic, nimic nu împiedică realizarea unor travee mai mari, însă, ţinînd seamă de standardizare şi de necesităţile practice, putem fixa ca deschidere optimă, la aceste pane, valoarea de 12 m. Acest lucru are o importanţă deosebită dacă ne propunem să privim problema din punctul de vedere al posibilităţilor de tipizare şi de folosire a elementelor tip pentru învelitoare.

Pe cealaltă direcţie, adică pe direcţia fermelor, deschiderea poate varia, cuprinzînd toată gama uzuală de deschideri. Înălţimea fermei cu zăbrele, cuprinsă în înălţimea luminătorului, este suficient de mare pentru a da posibilitatea asigurării deschiderilor mari.

Pentru ferme ca şi pentru pane, sînt recomandabile deschiderile mari, pentru a conduce la soluţii economice. Acest lucru reiese din faptul că înălţimea fermei cu tălpi paralele, deci şi deschiderea ei, sînt în funcţie de înălţimea luminătorului, care permite desigur o oarecare variaţie, însă nu poate fi coborîtă sub o anumită limită, din considerente de luminare. În consecinţă, din punct de vedere economic, există o deschidere optimă şi pentru ferme, aceasta fiind cuprinsă între 21 şi 28 m şi care se conjugă bine cu dimensiunile supraluminătorului şi cu necesităţile de luminare a halei.

Din punct de vedere al materialului, din care se poate realiza structura considerată, apare, indiscutabil, cel mai indicat, metalul, din mai multe motive :

— asigură elemente uşoare şi uşor de montat pentru deschiderile mari, preconizate ;

— prezintă cele mai bune condiţii pentru realizarea îmbinărilor supuse la tensiune şi a elementelor tensionate (contrafişele) ;

— barele fermelor şi contrafişelor pot fi realizate cu dimensiuni reduse, pentru a nu stînjeni o bună luminare.

Dacă materialul metalic este cel mai indicat pentru realizarea structurii de acoperiş, pentru stîlpii de susţinere se poate adopta, în cele mai bune condiţii, betonul armat, pretîndu-se perfect la prefabricarea pe şantier sau în uzină. Stîlpii se pot realiza cu dimensiuni reduse, nefiind supuşi la solicitări excentrice din acoperiş, şi cu înălţimi mai mici pentru o aceeaşi înălţime utilă a halei, deoarece ferma este inclusă în luminător, iar panele şi şaiba acoperişului reazemă la talpa ei inferioară.

Evident, stîlpii pot susţine şi căile de rulare ale podurilor rulante, însă, în cazurile destul de frecvente, cînd mijloacele de ridicare se limitează la sarcini utile relativ mici, pînă la 5 t forţă capacitate, sistemul de acoperiş se pretează pentru suspendarea de ferme a căilor de rulare. Fermele metalice pot fi dimensionate fără dificultăţi, pentru a suporta sarcini şi de la poduri rulante mai mari, suspendate de nodurile fermelor.

Învelitoarea poate fi ușor realizată cu plăci prefabricate ușoare, montate direct pe pane. Dispoziția optimă a panelor este la distanțe de 3 m între ele. Dispunerea la distanțe mai mici nu este recomandată, în primul rînd, din considerente economice, iar în al doilea rînd, nerespectînd sistemul modular standardizat, nu ar mai fi posibilă folosirea pentru învelitoare a elementelor tipizate uzuale și economice.

De asemenea, așezarea panelor la distanțe mai mari de 3 m ar conduce la necesitatea introducerii unor pane secundare, ceea ce ar face ca panele în două pante cu contrafișe să-și piardă caracterul de pane, iar sistemul să se apropie foarte mult, în totalitatea lui, de sistemul clasic cu pane, ferme și ferme-jug, necesitînd astfel contravîntuiri suplimentare.

În afară de aceasta, distanțarea panelor peste 3 m împiedică o bună distribuție a acestora la nodurile fermelor, făcînd fermele neeconomice, și complică realizarea luminătorului, ale cărui cadre de rezistență sînt alcătuite chiar din contrafișele panelor. Nici folosirea chesoanelor de 6 m nu conduce la o soluție economică, din cauza greutății lor și a inconvenientelor arătate mai sus. Astfel, cea mai indicată soluție pentru învelitoare rămîne folosirea plăcilor prefabricate ușoare, de 3 m lungime.

Dispoziția elementelor structurii, avînd deschiderile și traveele arătate mai sus, asigură sistemului un anumit echilibru, atît constructiv, cît și economic.

Existența contrafișelor asigură o contravîntuire foarte bună pe direcția respectivă. Pe direcția perpendiculară, contravîntuirile între pane pot fi realizate cu multă ușurință și cu un consum minim de material.

În ceea ce privește contravîntuirea orizontală, aceasta urmează să se realizeze, ținînd seamă de necesitățile cunoscute pentru asigurarea stabilității generale a construcției, în plan orizontal.

Prin realizarea șaibei de acoperiș, la nivelul tălpilor inferioare ale fermelor și deci la nivelul stîlpilor, acoperișul are o stabilitate mare și în plan orizontal, fiind suficientă doar o singură contravîntuire orizontală, la nivelul inferior al panelor. Tălpile superioare ale fermelor sînt bine contravîntuite prin existența contrafișelor.

Reducerea contravîntuirilor verticale și orizontale este posibilă datorită sistemului de contrafișe tensionate, prin care fermele sînt bine legate de nivelul șaibei acoperișului de la talpa inferioară a lor, ceea ce reprezintă încă un avantaj al sistemului.

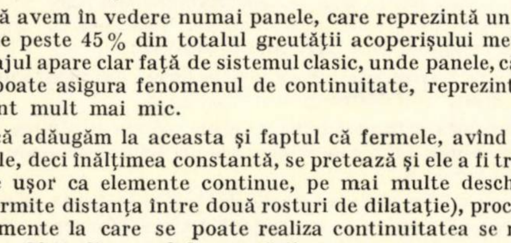
III. SCHEMA STATICĂ A SISTEMULUI

Ca schemă statică, se poate remarca, de la prima vedere, faptul că sistemul descris folosește elemente continue, în loc de elemente simplu rezemate.

Dacă avem în vedere numai panele, care reprezintă un procent de peste 45% din totalul greutății acoperișului metalic, avantajul apare clar față de sistemul clasic, unde panele, cărora li se poate asigura fenomenul de continuitate, reprezintă un procent mult mai mic.

Dacă adăugăm la aceasta și faptul că fermele, avînd tălpi paralele, deci înălțimea constantă, se pretează și ele a fi tratate foarte ușor ca elemente continue, pe mai multe deschideri (cît permite distanța între două rosturi de dilatație), procentul de elemente la care se poate realiza continuitatea se ridică a circa 90% din totalul greutății.

Fig. 1. Schema statică a panelor în două pante cu contrafișe



Schema statică a panelor în două pante cu contrafișe est arătată în figura 1 și este aceeași cu schema panelor cu contrafișe obișnuite.

Ca și la panele cu contrafișe obișnuite, principiul de calcul constă în determinarea reacțiunilor Xn, care apar în reazemele suplimentare, realizate de contrafișe. În lucrarea de față, nu vom intra în detaliile de calcul al panelor cu contrafișe, care fac obiectul altor studii publicate. Ne vom rezuma numai în a reda, pe scurt, principiul general de calcul static, pe baza căruia să se poată trage unele concluzii.

Ipoteza de bază admite că triunghiul format de două contrafișe și de porțiunea de pană, pe care o cuprind între ele, este practic indeformabil. Rotind acest triunghi în jurul articulației reazemului și dacă axul de simetrie al sistemului și încărcărilor trece prin reazem, se poate scrie că deplasările pe verticală ale punctelor de prindere ale contrafișelor de pană, deci ale reazemelor intermediare, sînt egale și de sens contrar, adică :

$$\delta_1 = -\delta_2. \tag{1}$$

Desigur că această rotație are influență și asupra reazemelor vecine, influență, cu atît mai mică, cu cît aceste reazeme sînt mai depărtate, datorită continuității realizate prin contrafișe. Dînd pe rînd cîte o rotație fiecărui triunghi indeformabil, în jurul articulației reazemului aferent, și scriind expresiile deformațiilor δ, adică a săgeților într-un punct $x=a$ a unei grinzi simplu rezemate, sub acțiunea încărcărilor exterioare și a încărcărilor cu reacțiunea necunoscută Xn,

$$\delta_i = K_1\frac{ql^4}{EI} + K_2\frac{Pl^3}{EI} + K_3\frac{Xnl^3}{EI}, \tag{2}$$

apoi, egalînd expresiile acestor deformații, conform relației (1), pentru fiecare reazem în parte, obținem un sistem de n ecuații cu n necunoscute, care, prin rezolvare, dă valorile reacțiunilor Xn din reazemele intermediare, pentru încărcarea considerată.

Fiind în posesia valorilor acestor reacțiuni, se pot determina ușor eforturile din contrafișe

$$Nc = \frac{Xn}{\sin\alpha} \tag{3}$$

precum și valoarea reacțiunilor din reazemele principale.

În situația panelor de care ne ocupăm, cu contrafișele orientate în sus, efortul din contrafișe va fi totdeauna un efort de tensiune. Acest lucru are importanță, deoarece materialul este folosit mai eficient decît în cazul contrafișelor comprimate, unde flambajul are o influență simțitoare în ceea ce privește consumul de material, din cauza dimensiunilor contrafișelor.

După cum se poate vedea din schema statică, în ipoteza de calcul schițată, reacțiunea din reazemul principal este orientată în jos, avînd tendința să ridice capul panei, comprimînd montantul fermei sau luminătorului. Cum acest montant face de fapt parte din schema fermei, influența flambajului își pierde din importanță.

Urmărind principiul de calcul al panelor cu contrafișe, se poate remarca faptul că ultima contrafișă — contrafișă de capăt sau de rost — nu poate prelua efortul și este aparent inutilă. În sistemul descris, contrafișele au însă mai multe atribuții, ele fiind și contravîntuiri și elemente de luminător, așa că suprimarea contrafișei de capăt se poate face numai în cazul în care rezolvarea capătului se realizează fără fermă și fără luminător.

Considerentele de mai sus arată cîteva din avantajele sistemului static, în legătură cu folosirea cît mai rațională a materialului. Ținînd seamă de dimensiunile mari în plan ale acoperișurilor, pentru care este indicat sistemul prezentat, economiile, relativ lipsite de importanță la fiecare element în parte, conduc pentru întreaga structură la valori însemnate, dată fiind frecvența mare a elementelor respective.

În această idee, apare mai clară și justificarea folosirii raționale a sistemului de pane cu contrafișe, numai cînd avem un număr mare de pane care să alcătuiască o grindă continuă, cu cît mai multe cîmpuri, deoarece pana din primul cîmp, avînd un singur reazem intermediar (contrafișa de capăt nu poate asigura cel de-al doilea reazem), este mai puternic solicitată.

Am văzut, din analizarea principiului de calcul, că rotirea fiecărui triunghi indeformabil, format de contrafişe, influenţează şi reazemele vecine. În final, deoarece calculul ţine seamă de influenţele reciproce dintre reazeme, se obţine o diferenţiere, destul de pronunţată, între panele diferitelor cîmpuri, analogă diferenţierii cîmpurilor unei grinzi continue.

Între pana primului cîmp şi restul panelor, diferenţierea este netă din cauza lipsei celui de-al doilea reazem intermediar. În schimb, între celelalte cîmpuri există o diferenţiere mai mult sau mai puţin pronunţată (între pana cîmpului al doilea şi restul cîmpurilor). Practic, panele celorlalte cîmpuri, în afară de primul şi eventual al doilea, se pot considera la fel solicitate.

În mod practic, se dimensionează trei tipuri de pane, şi anume : pana cîmpului I, pana cîmpului II şi pana curentă, dimensionată după solicitările celui mai defavorabil cîmp intermediar.

În ceea ce priveşte schema statică a fermelor, aceasta este schema obişnuită a unor ferme cu zăbrele, avînd tălpile paralele. Problema raportului între deschidere şi înălţime este o problemă economică studiată, iar în cazul de faţă mai prezintă şi particularitatea faptului că alegerea înălţimii mai este în funcţie şi de înălţimea luminătorului triunghiular, ferma fiind cuprinsă în înălţimea lui şi, după cum s-a mai arătat, corespunzînd şi necesităţilor de iluminare naturală.

Fermele cu zăbrele se pot considera atît simplu rezemate, cît şi ca ferme continue pe mai multe deschideri, în funcţie de anumite condiţii constructive, de la caz la caz.

Astfel, asigurarea continuităţii fermelor conduce în principiu la un consum ceva mai redus de material. Uneori însă, şi mai ales cînd de nodurile fermelor sînt suspendate căi de rulare pentru poduri sau grinzi rulante, se poate întîmpla ca economicitatea, obţinută prin asigurarea continuităţii, să fie prea mică pentru a justifica anumite dificultăţi constructive, de calcul sau de montaj. În aceste cazuri se preferă soluţia cu fermele simplu rezemate.

Pentru stabilirea schemei statice a fermelor mai rămîne alegerea celui mai economic sistem de zăbrele. Ca zăbrele impuse sînt montanţii, care trebuie să fie plasaţi în dreptul rezemării panelor şi care, după cum am văzut, fiind dispuşi din 3 în 3 metri, conduc la cele mai economice soluţii.

Montanţii fermelor sînt în acelaşi timp şi montanţi de luminător, jucînd un rol important şi în schema statică a panelor cu contrafişe.

După cum se poate remarca din analizarea sistemului static al structurii de acoperiş cu pane în două pante cu contrafişe, există o interdependenţă strînsă între cele patru elemente componente — pane cu contrafişe, ferme, luminător şi contravînturi — care se manifestă prin existenţa unor bare comune la mai multe elemente, avînd rol dublu sau chiar triplu, cum sînt de pildă contrafişele panelor sau montanţii fermelor despre care am vorbit.

IV. UN EXEMPLU DE REALIZARE PRACTICĂ

Pentru secţia de aparataj electric de înaltă tensiune S.A.E.I.T., din cadrul uzinelor Electroputere-Craiova, a fost proiectat şi construit un ansamblu de hale industriale, alcătuit dintr-o hală centrală, două hale transversale şi un depozit descoperit.

Hala centrală are o suprafaţă foarte mare, de formă aproape pătrată, acoperind circa 25 000 m^2 cu şapte deschideri de cîte 21 m şi 14 travee de 12 m.

Halele transversale, mai înalte şi cu alte funcţiuni tehnologice, avînd fiecare cîte o deschidere de 24 m, sînt dispuse de-a lungul laturilor est şi vest ale halei centrale şi au structuri complet separate.

Pentru hala centrală, avînd în vedere mărimea şi forma suprafeţei, s-a ales o structură de acoperiş metalică în sistemul de care ne ocupăm, cu pane în două pante cu contrafişe.

În toate deschiderile halei au fost prevăzute grinzi rulante, cu capacitatea de ridicare de 3 t forţă, suspendate de ferme. Fiecare deschidere dispune de cîte două grinzi rulante în rînd, avînd, în consecinţă, cîte patru căi de rulare metalice suspendate.

Prinderea căilor de rulare de nodurile fermelor a fost făcută prin intermediul unor aparate speciale, cu articulaţii sferice, care asigură o prindere elastică şi nu introduc în structura acoperişului decît solicitări orizontale foarte reduse, provenite din frînarea grinzilor.

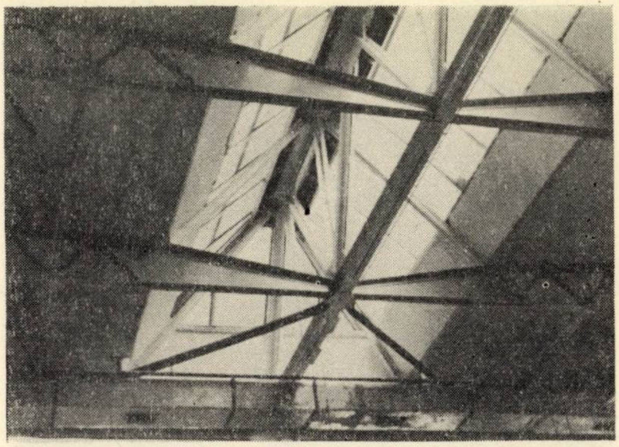


Fig. 2. Vedere interioară a luminătorului alcătuit din contrafişele panelor cu ferma inclusă în înălţimea lui

Tot de elementele de acoperiş, şi anume de pane, au fost suspendate şi bateriile de radianţi pentru încălzirea halei, care sînt elemente liniare de 3 m lungime, dispuse transversal direcţiei panelor, alcătuind o reţea care acoperă întreaga suprafaţă.

Învelitoarea a fost realizată din plăci termoizolatoare de beton celular autoclavizat de 3 m lungime, care au fost folosite şi pentru închiderea longitudinală a luminătoarelor.

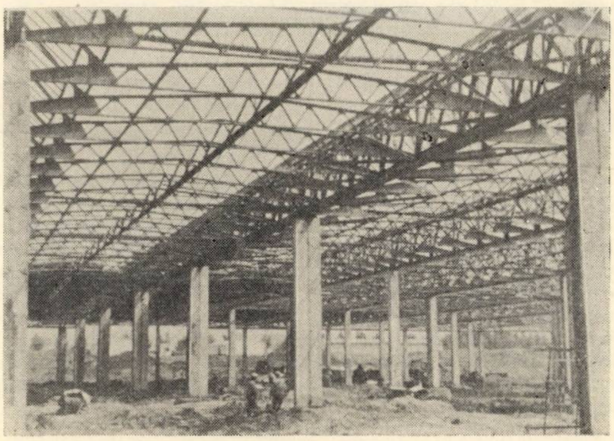
În evaluarea încărcării cu zăpadă a acoperişului, s-a ţinut seamă şi de posibilitatea aglomerării zăpezii, din cauza barierei alcătuite de luminătoare, aglomerare posibilă, fiind vorba de o suprafaţă foarte mare.

În concluzie, structura acoperişului este solicitată, în afară de încărcările obişnuite din învelitoare, şi de încărcări suplimentare, provenite din suspendarea grinzilor rulante, din agăţarea sistemului de radianţi, precum şi din aglomerările de zăpadă.

Faţă de această situaţie a solicitărilor, panele au fost concepute cu zăbrele, în partea lor centrală, şi cu inimă plină către capete. Partea cu inimă plină, avînd o înălţime redusă a secţiunii, nu permite, pe de o parte, dispoziţia zăbrelelor, iar, pe de altă parte, este necesară o inimă continuă pentru preluarea eforturilor mari de forfecare în această zonă. De altfel, porţiunea cu inimă plină, fiind cuprinsă între contrafişe şi alcătuind baza triunghiului indeformabil, de care a fost vorba la schema statică a sistemului de pane cu contrafişe, se adaptează mai bine ipotezei de calcul, avînd o rigiditate mai mare.

Partea centrală a panei, avînd o înălţime a secţiunii mai mare din cauza pantelor tălpii superioare şi din cauza eforturilor de încovoiere maxime în această regiune, a reieşit mai economică soluţia cu zăbrele, nefiind necesară preluarea unor eforturi importante de forfecare. Tălpile panelor au fost realizate din cîte două corniere cu aripi neegale, iar zăbrelele din corniere de dimensiuni mici.

Fig. 3. Vedere interioară a ansamblului acoperişului în timpul execuţiei



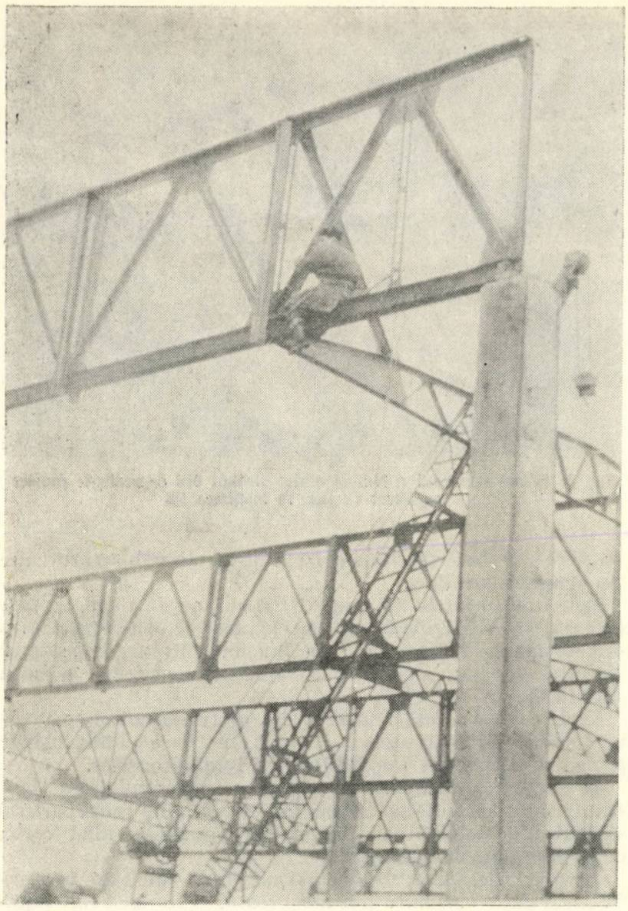


Fig. 4. Aspect din timpul montării panelor pe talpa inferioară a fermelor

Această rezolvare face ca materialul să lucreze cu toată secțiunea, eliminînd la maximum elementele dimensionate constructiv, iar ca aspect face ca structura să apară ca o dantelă fină (fig. 3).

Pentru ca comportarea panelor să se apropie cît mai mult de ipoteza de calcul, trebuie asigurată o bună îmbinare a capetelor panelor cu talpa inferioară a fermelor (fig. 4).

S-a arătat că există tendința de ridicare a capetelor panelor, rezemarea propriu-zisă făcîndu-se în punctul de întîlnire a contrafișelor pe talpa superioară a fermelor.

Îmbinarea capetelor panelor are rolul de a asigura continuitatea barei, formată din capetele cu inimă plină a două pane vecine, cuprinsă între contrafișe.

Realizarea acestei îmbinări a fost rezolvată prin buloane păsuite. Capătul panei este prevăzut cu o plăcuță care se introduce în concavitatea profilului „U'' al tălpii fermei, prinzîndu-se de acesta cu cîte patru buloane păsuite pentru a prelua forfecarea provenită din tendința de ridicare a capătului pănei. Pentru a face posibil montajul între plăcuța de capăt a panei și profilul tălpii fermei, se introduc niște fururi, care, prin variația grosimii lor, pot remedia și unele eventuale imperfecțiuni de execuție.

Pentru a asigura păsuirea buloanelor, este necesară o alezare a găurilor la montaj sau executarea lor cu șablon. Pentru o mai bună comportare a îmbinării fururilor, acestea au fost sudate de talpa fermei, după montajul panelor.

Suprafața acoperișului a fost împărțită în patru tronsoane, prin două rosturi de dilatație perpendiculare unul pe celălalt. Acest lucru a impus crearea mai multor tipuri de pane și de ferme — curente și de rost — în afară de variația tipurilor impuse de continuitatea elementelor. În cazul particular de care ne ocupăm, au mai fost create și alte tipuri, datorită condițiilor de margine dictate de construcțiile de pe perimetrul halei centrale și nu de sistemul structurii. În general, aceste tipuri de margine au fost realizate, însă tot cu tipurile curente sau de rost, la care s-au suprimat sau nu una sau ambele contrafișe.

De remarcat că, atît hala centrală, cît și cele transversale au fost prevăzute pentru o extindere viitoare care să dubleze suprafața existentă.

Analizînd cantitățile de material metalic, necesare alcătuirii structurii și rezumate în tabela 1, se pot constata următoarele rezultate caracteristice pentru acest gen de structură :

— greutatea totală a panelor cu contrafișe este egală cu a fermelor și aceste două elemente constituie circa 90 % din total ;

— consumul teoretic de laminate reiese de numai 41 kg/m^2, avînd în vedere sarcinile mari suplimentare, suspendate de structura acoperișului ;

— contravîntuirile reprezintă în greutate un procent foarte redus, de numai 6 % din total.

Faptul că panele, inclusiv contrafișele, au peste 18 kg/m^2, nu trebuie comparat cu indicele greutății panelor din soluțiile clasice, deoarece aceste pane au un rol mult mai complex decît al unor simple pane, iar economia realizată nu reiese din reducerea consumului pe m^2 la pane, ci din reducerea consumului pe ansamblu, datorită alcătuirii spațiale a structurii.

De asemenea, nu trebuie comparată greutatea panelor cu contrafișe, arătată în tabela 1, cu greutatea unor pane de aceleași deschideri, însă simplu rezemate, decît ținînd seamă de faptul că încărcările în cazul considerat sînt mai mari decît cele obișnuite, iar panele sînt diferențiate pe cîmpuri, datorită continuității.

Stabilitatea spațială a sistemului este demonstrată de cantitatea foarte redusă cu care intervin contravîntuirile, atît cele verticale, cît și cele orizontale.

Consumul de laminate de 41 kg/m^2 trebuie interpretat, nu numai ca reprezentînd consumul unei structuri de acoperiș, ci, în parte, ca reprezentînd și structura de rezistență a întregii hale, deoarece nu trebuie trecut cu vederea faptul că, prin suspendarea grinzilor rulante de acoperiș, precum și prin felul de lucru în ansamblu al halei, structura stîlpilor a fost mult simplificată. Astfel, în afara faptului că s-a permis executarea stîlpilor din beton armat de o formă simplă cu secțiuni reduse, s-au suprimat și portalele de frînare, consolele la stîlpi și o serie de alte elemente, care, în soluțiile clasice, intervin cu o pondere mare.

În concluzie, este greu de a se face o comparație pe bază de indici de la element la element, chiar și de la structură de acoperiș la structură de acoperiș, fără a ține seamă de ansamblul halei, spre a se deduce economicitatea reală a sistemului prezentat.

Exemplul de realizare a halei centrale de la S.A.E.I.T. demonstrează practic avantajele sistemului de structură de acoperiș cu pane în două pante și contrafișe, deduse pe baza considerațiilor teoretice din capitolele precedente.

Tabela 1

Greutatea teoretică a elementelor metalice componente ale structurii de acoperiș cu pane în două pante cu contrafișe de la hala centrală S.A.E.I.T.

Elementul	Bucăți	Greutate pe buc. (kg)	Greutate totală teoretică (kg)
Pană curentă tip I	294	557,32	163 852,08
Pană cîmp 2 tip II	196	671,08	131 531,68
Pană de rost tip III	98	729,90	71 530,20
Pană de capăt tip IV	98	735,01	72 030,98
Pană de margine tip V	12	595,88	7 150,56
Pană de margine tip VI	2	612,29	1 224,58
Prinderi pane	—	—	19 095,59
Ferma curentă tip A	36	4 738,76	170 595,36
Ferma de rost tip B	24	4 729,33	113 503,92
Ferma de cap tip C	24	4 617,24	110 813,76
Ferma marginală tip A_1	6	3 811,33	22 867,98
Ferma marginală tip B_1	4	3 774,83	15 099,32
Ferma marginală tip C_1	4	3 688,91	14 755,64
Rezemări ferme	—	—	6 932,52
Contravîntuiri verticale	—	—	44 330,44
Contravîntuiri orizontale	—	—	16 425,03
Grinzi marg. închideri etc.	—	—	46 217,90
	TOTAL	=	1 027 957,54

V. CONCLUZII

Structurile de acoperiș cu pane în două pante și contrafișe răspund cerințelor de acoperire a suprafețelor mari, dezvoltate pe ambele direcții, în condiții economice, prezentînd față de sistemele clasice o serie de avantaje, dintre care cele mai importante sînt :

— se pretează la deschideri și travee mari, conducînd la consumuri reduse de metal prin folosirea cît mai rațională a materialului ;

— au o capacitate portantă și o stabilitate mare, permițînd suspendarea de structura acoperișului a grinzilor rulante și a altor sarcini importante, folosind o cantitate minimă de contravîntuiri, fără portale de frînare ;

— la o aceeași înălțime utilă, hala are un volum mult mai mic, prin poziția învelitorii la nivelul tălpilor inferioare ale fermelor, lucru de mare importanță economică în legătură cu consumul de energie pentru încălzirea halei ;

— tot prin faptul că învelitoarea este la nivelul tălpilor inferioare ale fermelor, hala necesită închideri mai puțin înalte pentru o aceeași înălțime utilă de hală, ceea ce reprezintă o economie substanțială, cunoscut fiind costul ridicat al închiderilor.

S-a arătat în capitolele precedente că, cel puțin pentru pane, există o singură deschidere și travee, avantajoase de considerat, iar pentru ferme gama de deschideri nu cuprinde prea multe tipuri, ceea ce creează o importantă premiză pentru tipizarea acestor elemente.

Găsirea unei soluții de tipizare, cel puțin a panelor, lucru relativ simplu de realizat și prin care se asigură posibilitatea de prindere a contrafișelor cu înclinări diferite corespunzătoare diferitelor înălțimi ale fermelor (diferențele de înclinare variind foarte puțin), poate constitui un real avantaj, dată fiind mulțimea detaliilor de noduri și îmbinări specifice construcțiilor metalice și calculului relativ laborios. Pentru tipizarea celorlalte elemente, problema rămîne deschisă, fiind necesare studii statice, deoarece, dacă din punct de vedere al deschiderilor fermelor nu este o gamă prea mare de considerat, în schimb, încărcările prin suspendarea podurilor rulante sau altele sînt foarte diferite.

În orice caz, tipizarea tuturor elementelor, chiar dacă nu acoperă toată diversitatea cazurilor practice, poate constitui o bază de adaptare la cazurile concrete.

Un alt mare avantaj al tipizării acestor elemente îl constituie posibilitatea de folosire a dimensiunilor de laminate în mod planificat, evitîndu-se prevederea unor dimensiuni neuzuale, greu de procurat, și schimbarea lor, ulterioară proiectării, lucru care duce la ridicarea consumului pe m^2.

Metodă simplificată de calcul al halelor industriale din elemente prefabricate de beton armat

Ing. C. Rușcă și ing. M. Perjescu
I.C.P.E.

Atît în țara noastră cît și în străinătate, utilizarea elementelor prefabricate de beton armat în construcția halelor industriale a căpătat un caracter tot mai pronunțat industrial, datorită multiplelor avantaje pe care le oferă prefabricarea.

Industrializarea construcțiilor, ritmul susținut de execuție au ridicat în fața proiectanților necesitatea folosirii unor metode de calcul expeditive, dar suficient de exacte, care să conducă la economie de timp în elaborarea proiectelor.

În acest sens prezentăm o metodă practică de calcul al halelor industriale cu un nivel, din elemente prefabricate din beton armat, ușor accesibilă proiectanților.

CONSIDERAȚII GENERALE

Cadrele transversale ale halelor industriale din elemente prefabricate de beton armat sînt legate între ele prin intermediul acoperișului, considerat șaibă orizontală rigidă, datorită îmbinărilor dintre plăcile care îl compun.

Stîlpii din beton armat prefabricat ai cadrelor transversale sînt considerați încastrați în fundații (tip pahar) și articulați la capătul lor superior.

Sub acțiunea sarcinilor exterioare, extremitățile superioare ale stîlpilor se deplasează. Cadrele neîncărcate se opun la această deplasare, iar articulațiile superioare ale stîlpilor încărcați se vor deplasa elastic, datorită conlucrării spațiale dintre toate cadrele halei.

Din acest motiv, deplasarea reală a cadrului transversal direct încărcat este mai mică, celelalte cadre preluînd și ele o parte din eforturi.

De aici rezultă că luarea în considerație, în calculul cadrelor transversale, a efectului de conlucrare spațială, conduce la o mai judicioasă evaluare a eforturilor și implicit la o dimensionare economică.

Conlucrarea spațială se consideră numai la acțiunea locală a podurilor rulante, cînd se încarcă numai un cadru transversal, iar celelalte cadre sînt antrenate în deplasare.

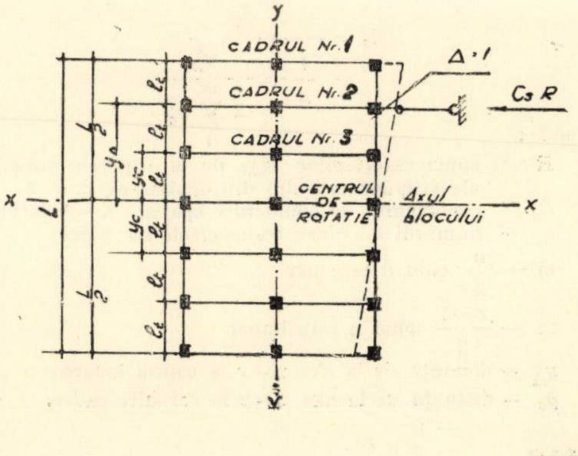
Sarcinile verticale provenite din greutatea acoperișului și zăpezii, precum și încărcarea orizontală a vîntului, acționează în același timp asupra tuturor cadrelor halei. În aceste condiții, conlucrarea spațială a scheletului de rezistență nu se manifestă și fiecare cadru transversal se poate calcula separat.

Pentru calculul scheletului cu conlucrare spațială se poate folosi metoda deformațiilor.

METODA GENERALĂ DE CALCUL

Să considerăm o hală industrială cu două deschideri și șapte cadre transversale numerotate ca în figura 1.

Fig. 1



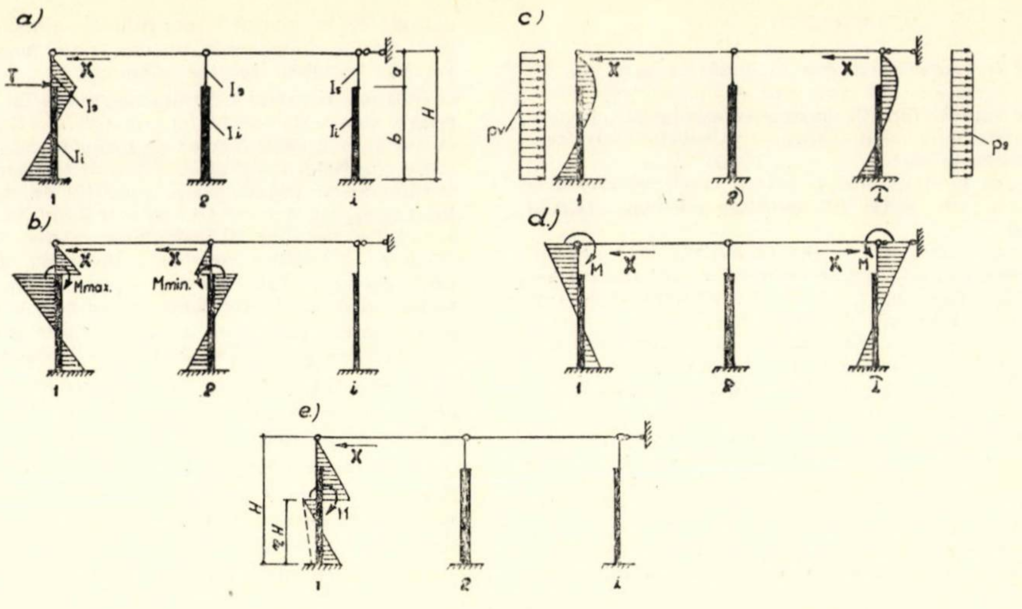


Fig. 2

Calculul comportă două etape:
În prima etapă se consideră articulaţiile fixe şi se determină reacţiunile X_i în articulaţiile stîlpilor, pentru fiecare caz de încărcare separat (fig. 2).

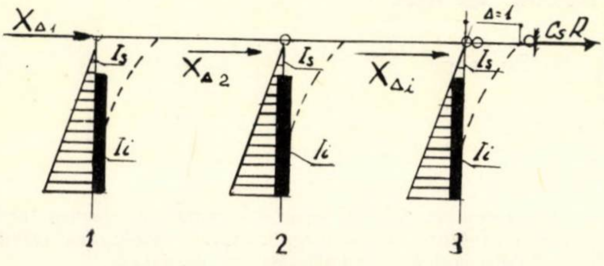


Fig. 3

Valorile reacţiunilor X în extremităţile superioare ale stîlpilor se determină cu relaţia:

$$X = \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}}. \quad (1)$$

În etapa a doua, sistemul se poate deplasa.
Dîndu-se o deplasare unitară orizontală $\Delta = 1$, la nivelul articulaţiilor stîlpilor unui cadru transversal curent, vor lua naştere în articulaţii reacţiunile $X_{\Delta i}$.
În legătura introdusă la capătul superior al stîlpului (i), considerînd cadrul cu nodurile fixe, se naşte reacţiunea C_sR, în care:

$$R = \sum X_{\Delta i} \quad (2)$$

$$C_s = \frac{1}{\dfrac{1}{n} + \dfrac{y_\Delta^2}{2\sum\limits_1^m y_c^2}} \quad (3)$$

unde:

R este suma reacţiunilor $X_{\Delta i}$ de la capetele superioare ale stîlpilor cadrului din deplasarea $\Delta = 1$
C_s — coeficientul de conlucrare spaţială a scheletului
n — numărul de cadre transversale ale halei
m — $\frac{n}{2}$ cînd n este par
m — $\frac{n-1}{2}$ cînd n este impar
y_Δ — distanţa de la axa $x-x$ la cadrul încărcat
y_c — distanţa de la axa $x-x$ la celelalte cadre.

Pentru calcul, vom considera al doilea cadru socotit de la margine (fig. 1).
Valorile reacţiunilor $X_{\Delta i}$ din deplasarea unitară $\Delta = 1$ se determină cu formula:

$$X_{\Delta i} = \frac{3\,E\,I_i}{H^3\,(1+K)}. \quad (4)$$

Deplasările δ_{11} şi δ_{1p} se pot stabili cu relaţiile:

$$\delta_{11} = \frac{1}{X_{\Delta i}} \quad (5)$$

$$\delta_{1p} = \frac{X_i}{X_{\Delta i}}. \quad (6)$$

Pentru fiecare caz de încărcare separat se scrie ecuaţia canonică:
— cu conlucrare spaţială

$$C_s \cdot R \cdot \Delta_c + R_p = 0 \quad (7)$$

— fără conlucrare spaţială

$$R \cdot \Delta_c + R_p = 0 \quad (8)$$

unde:
Δ_c este deplasarea reală a cadrului transversal la nivelul articulaţiilor sub încărcarea considerată;

$$R_p = \sum X_1. \quad (9)$$

Ecuaţia canonică, stabilită pentru fiecare caz de încărcare în parte, reprezintă condiţia de echilibru al cadrului sub acţiunea încărcărilor şi reacţiunilor.
Din ecuaţia canonică se determină deplasarea reală Δ_c a cadrului sub încărcarea considerată.
Admiţînd principiul proporţionalităţii între eforturi şi deformaţii, reacţiunile elastice din capetele stîlpilor pentru sistemul cu noduri deplasabile se vor determina cu relaţia:

$$X_{eli} = X_i + \Delta_c \cdot X_{\Delta i}. \quad (10)$$

Momentele încovoietoare M, forţele axiale N şi forţele tăietoare Q în secţiunile stîlpilor se vor calcula ca la un stîlp încastrat la bază şi liber la capătul superior, încărcat cu sarcinile exterioare şi cu reacţiunea elastică X_{eli} din articulaţie.
În mod obişnuit, calculul se face pentru trei secţiuni pe înălţimea stîlpului şi anume:
— deasupra consolei ce susţine podul rulant
— sub consolă
— deasupra fundaţiei.

În cadrele cu trei sau mai multe deschideri, calculul la acțiunea podurilor rulante se efectuează considerînd articulația superioară fixă.

SIMPLIFICĂRI LA METODA GENERALĂ DE CALCUL

În baza relațiilor (7), (8) și (10), stabilirea reacțiunilor elastice X_{eli} din articulațiile stîlpilor se poate face direct, pentru fiecare caz de încărcare în parte, fără scrierea ecuației canonice.

Din relațiile (7) și (8) se obține valoarea deplasării reale :

— cu conlucrare spațială

$$\Delta_c = -\frac{R_p}{C_s \cdot R} \tag{11}$$

— fără conlucrare spațială

$$\Delta_c = -\frac{R_p}{R}. \tag{12}$$

Utilizînd formulele (11) și (12), termenul $\Delta_c \cdot X_{\Delta i}$ se poate scrie astfel :

— cu conlucrare spațială

$$\Delta_c \cdot X_{\Delta i} = -R_p \cdot \frac{X_{\Delta i}}{C_s \cdot R} = -R_p \cdot r_{si} \tag{13}$$

— fără conlucrare spațială

$$\Delta_c \cdot X_{\Delta i} = -R_p \cdot \frac{X_{\Delta i}}{R} = -R_p \cdot r_i\,. \tag{14}$$

Înlocuind în relația (10) termenul $\Delta_c \cdot X_{\Delta i}$ cu valorile din relațiile (13) și (14), obținem formulele simple de calcul :

— cu conlucrare spațială :

$$X_{eli} = \pm X_i - R_p \cdot r_{si} \tag{15}$$

— fără conlucrare spațială :

$$X_{eli} = \pm X_i - R_p \cdot r_i\,. \tag{16}$$

Indicație : Semnul minus se consideră atunci cînd reacțiunea X_i are sensul deplasării spre dreapta cadrului sub încărcarea dată.

În relațiile (15) și (16), r_{si} și r_i sînt coeficienți de repartiție și se pot stabili inițial, pentru fiecare stîlp al cadrului, fiind valori care nu depind de încărcări, ci doar de elementele geometrice ale stîlpilor și de eforturile $X_{\Delta i}$, rezultate din deplasarea unitară $\Delta = 1$:

— cu conlucrare spațială

$$r_{si} = \frac{X_{\Delta i}}{C_s \cdot R} \tag{17}$$

— fără conlucrare spațială

$$r_i = \frac{X_{\Delta i}}{R}. \tag{18}$$

Simplificarea constă în faptul că nu mai apare necesară scrierea ecuației canonice pentru fiecare fel de încărcare pentru determinarea deplasării reale a cadrului Δ_c, ci se trece direct la calculul reacțiunilor elastice X_{eli} cu ajutorul relațiilor (15) și (16).

Eforturile interioare M, N, Q în secțiunile stîlpilor se vor calcula conform indicațiilor date la metoda generală.

Reacțiunile X_i din noduri fixe și $R_p = \Sigma X_i$, pentru stîlpii cu secțiune plină cu o treaptă, se stabilesc pentru fiecare caz de încărcare separat, cu ajutorul formulelor (19) — (26) :

— din acțiunea forței transversale T de frînare a căruciorului podului rulant (fig. 2 a)

$$X = \frac{T\,(1-\lambda)}{1+K} \tag{19}$$

— din acțiunea momentului încovoietor al consolei (fig. 2b)

$$X = \frac{3M\,(1-\lambda^2)}{2H\,(1+K)} \tag{20}$$

— din acțiunea sarcinii uniforme distribuite pe înălțimea stîlpului (fig. 2c)

$$X = \frac{3p\,H\,(1+\lambda K)}{8\,(1+K)} \tag{21}$$

— din acțiunea momentului M, aplicat la capătul superior al stîlpului (fig. 2d)

$$X = \frac{3\,M\left(1+\frac{k}{\lambda}\right)}{2H\,(1+K)} \tag{22}$$

— din acțiunea momentului M aplicat la distanța $\eta H < b$ de încastrare

$$X = \frac{3M\eta\,(2-\eta)}{2\,H\,(1+K)} \tag{23}$$

— din rotirea încastrării stîlpului cu unghiul $\alpha = l$

$$X_\alpha = \frac{3\,E\,I_i}{H^2\,(1+K)}. \tag{24}$$

În formulele de mai sus :

$$\lambda = \frac{a}{H} \tag{25}$$

$$K = \lambda^3\left(\frac{I_i}{I_s} = 1\right). \tag{26}$$

Pentru stîlpii cu secțiune plină și constantă

$$K = O.$$

Pentru stîlpii cu secțiune plină și cu două trepte, reacțiunile X_i din nodurile fixe se pot stabili cu metoda propusă de ing. T. Druțu, indicată în bibliografie ([4], pag. 387).

SISTEMATIZAREA CALCULULUI

Pentru organizarea calculului este indicată concentrarea datelor de calcul în tabelele 1, 2 și 3 (exemplul de calcul).

Se calculează pentru fiecare caz de încărcare, separat, reacțiunile X_i pentru etapa de cadru cu noduri fixe cu formulele (19) - (26) și se trece la a doua etapă de calcul (cadru cu noduri deplasabile), calculîndu-se reacțiunile X_{eli} cu ajutorul tabelei 2.

De remarcat că în ipoteza încărcării cu podurile rulante (T și M_{max}), rezultă eforturi maxime în stîlpul direct încărcat pentru schema de calcul cu încărcarea unei singure deschideri aferente stîlpului considerat.

Observație : În ipoteza că sarcinile de calcul au fost stabilite în metoda stărilor limită, valorile eforturilor din secțiunea III-III de la baza stîlpilor se vor împărți la coeficienții de supraîncărcare pentru fiecare caz de încărcare în parte, pentru determinarea eforturilor de calcul al fundațiilor.

Metoda expusă mai sus se poate aplica și la calculul stîlpilor metalici ai halelor industriale. În acest caz, nu se va mai considera conlucrarea spațială.

Exemplu de calcul

Să se calculeze eforturile din stîlpii de beton armat prefabricați ai unui cadru transversal curent cu două deschideri de 18,00 m, la o hală industrială. În fiecare deschidere funcționează două poduri rulante electrice în regim mediu de lucru, cu capacitatea de ridicare $Q_1 = 20/5$ tf și $Q_2 = 5$ tf.

Hala are patru travee de 12,00 m.

Acoperişul se realizează din elemente prefabricate de beton armat tipizate :

- ferme transversale de 18,00 m deschidere
- ferme-jug longitudinale de 12,00 m deschidere
- pane de 6,00 m deschidere
- plăci autoclavizate de 3,00 m deschidere.

Planul halei şi secţiunea transversală sînt prezentate în figura 4.

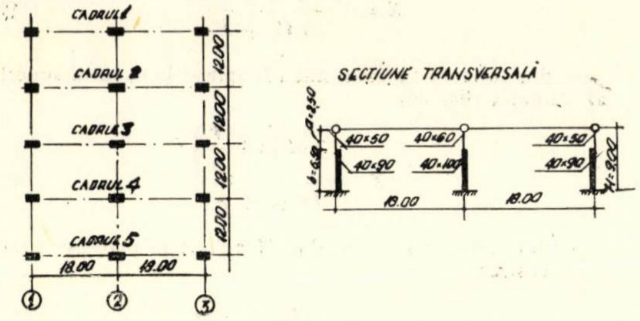

CADRUL 1
CADRUL 2
CADRUL 3
CADRUL 4
CADRUL 5
12.00
12.00
12.00
12.00
18.00
18.00
①
②
③
SECŢIUNE TRANSVERSALĂ
a=2,50
h=6,50
40×50
40×60
40×50
40×90
40×100
40×90
H=9.00
18.00
18.00

Fig. 4

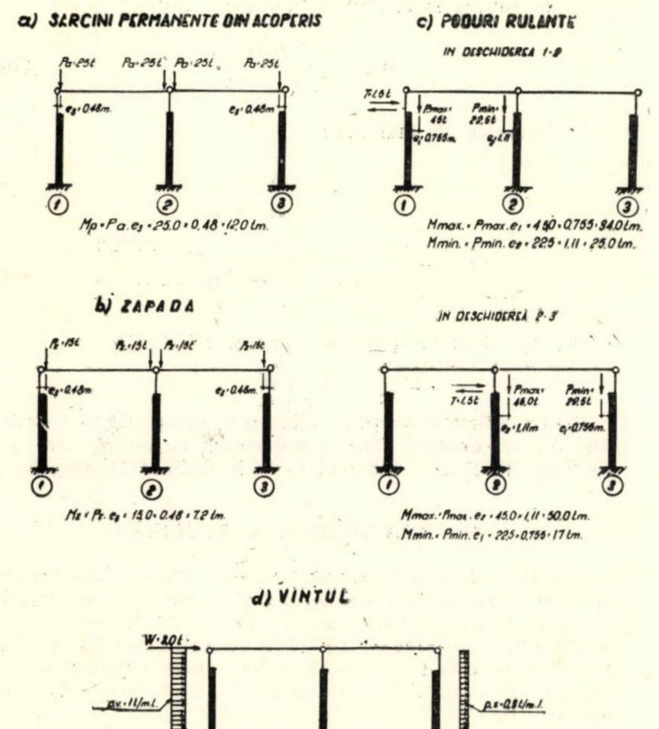

a) SARCINI PERMANENTE DIN ACOPERIS
Pa=25t
Pa=25t
Pa=25t
Pa=25t
e₃=0.48m.
e₃=0.48m
①
②
③
Mp=Pa.e₃=25.0×0.48=12.0 tm.
c) PODURI RULANTE
IN DESCHIDEREA 1-2
T=1.5t
Pmax=45t
Pmin=22.5t
e₁=0.755m.
e₂=1.11
①
②
③
Mmax.=Pmax.e₁=45.0×0.755=34.0 tm.
Mmin.=Pmin.e₂=22.5×1.11=25.0 tm.
b) ZAPADA
Pz=15t
Pz=15t
Pz=15t
Pz=15t
e₃=0.48m
e₃=0.48m.
①
②
③
Mz=Pz.e₃=15.0×0.48=7.2 tm.
IN DESCHIDEREA 2-3
T=1.5t
Pmax=45.0t
Pmin=22.5t
e₂=1.11m
e₁=0.755m.
①
②
③
Mmax.=Pmax.e₂=45.0×1.11=50.0 tm.
Mmin.=Pmin.e₁=22.5×0.755=17 tm.
d) VINTUL
W=2.0t
pv=1t/m.l.
ps=0.8t/m.l.
①
②
③

Fig. 5

Schemele de încărcări

Coeficientul de conlucrare spaţială pentru încărcarea cu podurile rulante va fi :

Pentru cadrul 2

$$C_s = \frac{1}{\dfrac{1}{n} + \dfrac{y_\Delta^2}{2\sum\limits_{I}^{m} y_c^2}} = \frac{1}{\dfrac{1}{5} + \dfrac{12^2}{2\,(12^2+24^2)}} = 333,$$

Stîlpii (1) şi (3)

$$I_s = 4{,}17 \times 10^{-3}\ \text{m}^4$$

$$I_i = 2{,}43 \times 10^{-2}\ \text{m}^4$$

$$\lambda = \frac{a}{H} = \frac{2{,}50}{9{,}00} = 0{,}278$$

$$K = \lambda^3 \left(\frac{I_i}{I_s} - 1\right) = 0{,}278^3 \left(\frac{24{,}3}{4{,}17} - 1\right) = 0{,}104$$

$$X_{\Delta 1} = \frac{3\,EI_i}{H^3\,(1+K)} = \frac{3E\,2{,}43 \times 10^{-2}}{9^3\,(1+0{,}104)} = 0{,}9 \times 10^{-4} E.$$

Stîlpul 2

$$I_s = 7{,}2 \times 10^{-3}\ \text{m}^4$$

$$I_i = 3{,}33 \times 10^{-2}\ \text{m}^4$$

$$\lambda = \frac{a}{H} = \frac{2{,}50}{9{,}00} = 0{,}278$$

$$K = \lambda^3 \left(\frac{I_i}{I_s} - 1\right) = 0{,}278^3 \left(\frac{33{,}3}{7{,}2} - 1\right) = 0{,}078$$

$$X_{\Delta 2} = \frac{3\,E\,I_i}{H^3\,(1+K)} = \frac{3E\,3{,}33 \times 10^{-2}}{9^3\,(1+0{,}078)} = 1{,}27 \times 10^{-4}\,E$$

$$R = \sum X_{\Delta i} = (2 \times 0{,}9 + 1{,}27) \times 10^{-4}\,E = 3{,}07 \times 10^{-4}\,E$$

$$C_s\,R = 3{,}33 \times 3{,}07 \times 10^{-4}\,E = 1{,}02 \times 10^{-3}\,E.$$

Coeficienţii de repartiţie

Stîlpii (1) şi (3)

— cu conlucrare spaţială :

$$r_{s1} = \frac{X_{\Delta 1}}{C_s R} = \frac{0{,}9 \times 10^{-4}\,E}{1{,}02 \times 10^{-3}\,E} = 0{,}088$$

— fără conlucrare spaţială

$$r_1 = \frac{X_{\Delta 1}}{R} = \frac{0{,}9 \times 10^{-4}\,E}{3{,}07 \times 10^{-4}\,E} = 0{,}293$$

Stîlpul (2)

— cu conlucrare spaţială

$$r_{s2} = \frac{X_{\Delta 2}}{C_s\,R} = \frac{1{,}27 \times 10^{-4}\,E}{1{,}02 \times 10^{-3}\,E} = 0{,}124$$

— fără conlucrare spaţială

$$r_2 = \frac{X_{\Delta 2}}{R} = \frac{1{,}27 \times 10^{-4}\,E}{3{,}07 \times 10^{-4}\,E} = 0{,}414.$$

Tabela 1

STÎLPUL	I m⁴		λ	K	$X_{\Delta i}$	R	$C_s R$	r_i	r_{si}
	I_s	I_i			t	t	t		
1 şi 3	$4{,}17 \times 10^{-3}$	$2{,}43 \times 10^{-2}$	0,278	0.104	$0{,}9 \times 10^{-4} E$	$3{,}07 \times 10^{-4} E$	$1{,}02 \times 10^{-3} E$	0,293	0,088
2	$7{,}2 \times 10^{-3}$	$3{,}33 \times 10^{-2}$	0,278	0,078	$1{,}27 \times 10^{-4} E$			0,414	0,124

În cadrul primei etape de calcul (cadrul cu noduri fixe) se calculează reacţiunile X_i şi $R_p = \Sigma X_i$ pentru fiecare încărcare separat, iar rezultatele le introducem în tabela 2.

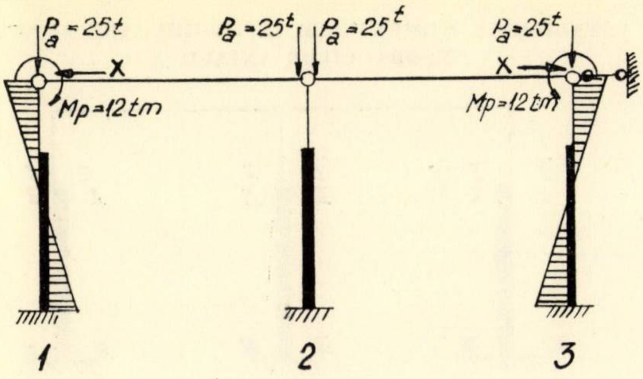

Pa=25t
Pa=25t
Pa=25t
Pa=25t
X
X
Mp=12tm
Mp=12tm
1
2
3

Fig. 6

a. *Sarcini permanente din acoperiş*
Aplicînd formula (22) se obţin :

$$X_1 = 2{,}48^t$$
$$X_2 = 0$$
$$X_3 = 2{,}48^t.$$

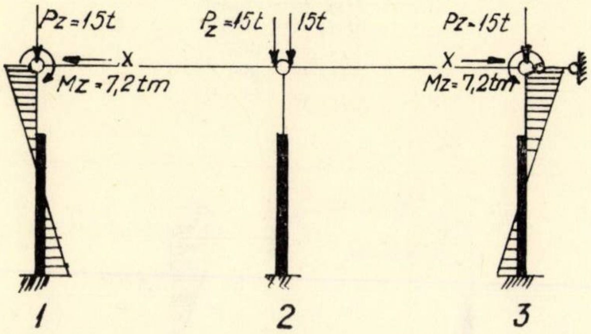

Pz=15t
Pz=15t
15t
Pz=15t
X
X
Mz=7,2tm
Mz=7,2tm
1
2
3

Fig. 7

b. *Sarcini din încărcare cu zăpadă*
Încărcarea ambelor deschideri
Cu formula (22) se obţin :

$$X_1 = 1{,}49^t$$
$$X_2 = 0$$
$$X_3 = 1{,}49^t.$$

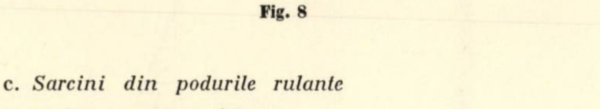

X1
T
1,80
7,20
1
2
3

Fig. 8

c. *Sarcini din podurile rulante*
Forța trnsversală de frînare
Din formula (19) rezultă :

fig. 8: $X_1 = 0{,}975^t$
$X_2 = 0$
$X_3 = 0$

fig. 9: $X_1 = 0$
$X_2 = 1^t$
$X_3 = 0.$

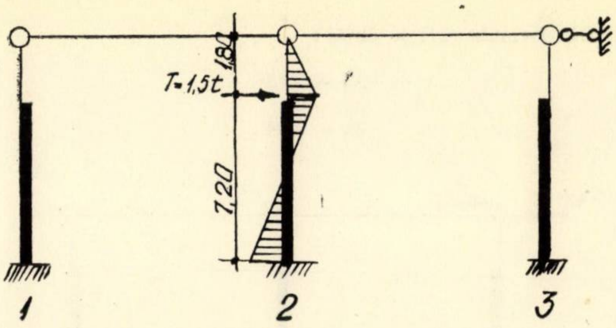

1,80
T=1,5t
7,20
1
2
3

Fig. 9

Momentele maxime şi minime

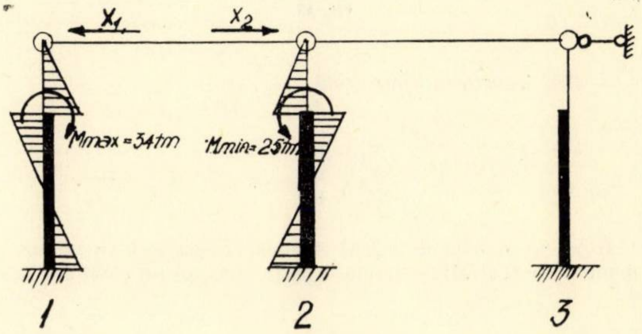

X1
X2
Mmax=34tm
Mmin=25tm
1
2
3

Fig. 10

Cu formula (20) se obţin :

fig. 10: $X_1 = 4{,}7^t$
$X_2 = 3{,}56^t$
$X_3 = 0.$

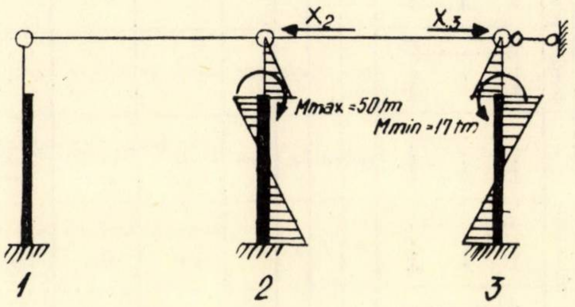
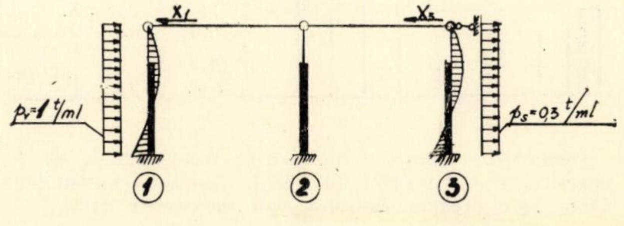

X2
X3
Mmax=50tm
Mmin=17tm
1
2
3

Fig. 11

fig. 11: $X_3 = 2{,}35^t$
$X_2 = 7{,}11^t$
$X_1 = 0.$

d. *Presiunea şi sucţiunea vîntului*
— *Din încărcarea uniform distribuită*

Fig. 12


X1
X2
pv=1 t/ml
ps=0,3 t/ml
①
②
③

Din formula (21) se obțin:

$$X_1 = 3{,}13^t$$
$$X_2 = 0$$
$$X_3 = 0{,}94^t.$$

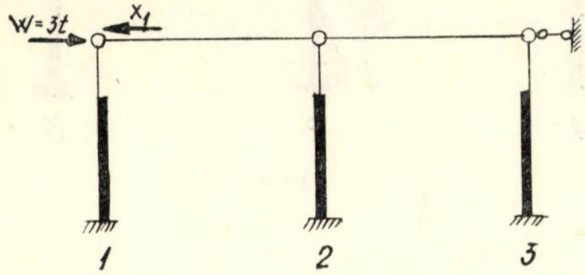


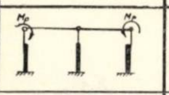
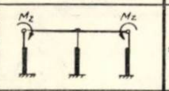
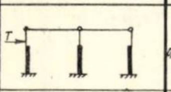
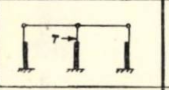
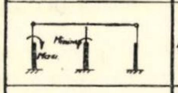
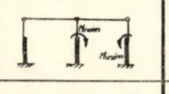
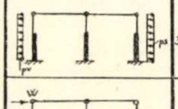
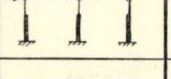
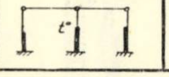
Fig. 13

— *Din încărcarea concentrată*

$$X_1 = 3^t$$
$$X_2 = 0$$
$$X_3 = 0.$$

În etapa a doua de calcul se consideră cadrul cu noduri deplasabile și se află reacțiunile elastice cu ajutorul tabelei 2,

Tabela 2

ÎNCĂRCĂRI	SCHEMA DE ÎNCĂRCARE	X_i t STÎLP 1	STÎLP 2	STÎLP 3	R_p t	$Xel_i = \pm X_i - R_p \cdot n_i$ t STÎLP 1	STÎLP 2	STÎLP 3
PERMANENTE		2,48	0	2,48	4,96	$Xel_1 = X_1 = 2{,}48$	$Xel_2 = X_2 = 0$	$Xel_3 = X_3 = 2{,}48$
ZĂPADĂ		1,49	0	1,49	2,98	$Xel_1 = X_1 = 1{,}49$	$Xel_2 = X_2 = 0$	$Xel = X_3 = 1{,}49$
PODURI RULANTE		0,975	0	0	0,975	$Xel_1 = 0{,}975 - 0{,}975 \times 0{,}088 =$ $+0{,}889$	$Xel_2 = 0 - 0{,}975 \times 0{,}124 =$ $-0{,}121$	$Xel_3 = 0 - 0{,}975 \times 0{,}088 =$ $-0{,}086$
		0	1	0	1,00	$Xel_1 = 0 - 1 \times 0{,}088 =$ $-0{,}088$	$Xel_2 = 1 - 1 \times 0{,}124 =$ $+0{,}876$	$Xel_3 = 0 - 1 \times 0{,}088 =$ $-0{,}088$
		4,70	−3,56	0	1,14	$Xel_1 = 4{,}70 - 1{,}14 \times 0{,}088 =$ $+4{,}76$	$Xel_2 = -3{,}56 - 1{,}14 \times 0{,}124 =$ $-3{,}702$	$Xel_3 = 0 - 1{,}14 \times 0{,}088 =$ $-0{,}10$
		0	7,11	−2,35	4,60	$Xel_1 = 0 - 4{,}60 \times 0{,}088$ $-0{,}42$	$Xel_2 = 7{,}11 - 4{,}60 \times 0{,}124 =$ $+6{,}52$	$Xel_3 = -2{,}35 - 4{,}60 \times 0{,}088 =$ $-2{,}77$
VÎNT		3,13	0	0,94	4,07	$Xel_1 = 3{,}13 - 4{,}07 \times 0{,}293 =$ $+1{,}94$	$Xel_2 = 0 - 4{,}07 \times 0{,}414$ $-1{,}685$	$Xel_3 = 0{,}94 - 4{,}07 \times 0{,}293 =$ $-0{,}25$
		3	0	0	3	$Xel_1 = 3 - 3 \times 0{,}293 =$ $+2{,}12$	$Xel = 0 - 3 \times 0{,}414 =$ $-1{,}242$	$Xel_3 = 0 - 3 \times 0{,}293 =$ $-0{,}88$
TEMPERATURĂ						$X_T = \pm\Delta_T \cdot X\Delta_i$; $\Delta_T = \alpha l \Delta t = 10^{-5} \times 1800 \times 30 = 54 \times 10^{-3}$ $X_T = \pm 54 \times 10^{-3} \times 0{,}9 \times 10^{-4} E =$ $\pm 4{,}86 \times 10^{-7} E$	$X_{T_2} = 0$	$X_{T_3} = X_{T_1} = \pm 4{,}86 \times 10^{-7} E$

Observație: Semnul minus pentru reacțiunile X_i și X_{eli} corespunde acelor reacțiuni care au același sens cu deplasarea spre dreapta cadrului, sub încărcarea dată.

STABILIREA MOMENTELOR ÎNCOVOIETOARE M ŞI A EFORTURILOR AXIALE N

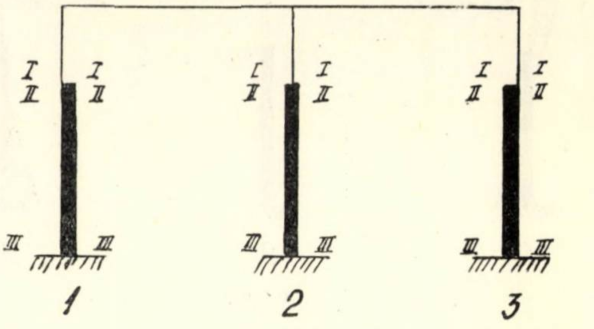


Fig. 14

Stîlpul 1

a. *Sarcini permanente din acoperiș, greutatea stîlpului și greutatea căii de rulare.*

$$M_{I} = -5{,}8^{tm}$$
$$M_{II} = -5{,}8^{tm}$$
$$M_{III} = +10{,}3^{tm}$$
$$N_{I} = 26{,}3^t$$
$$N_{II} = 30^t$$
$$N_{III} = 36{,}0^t.$$

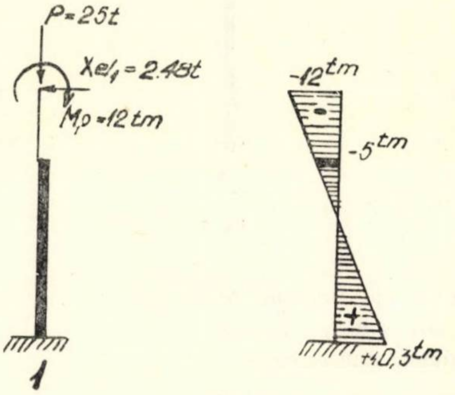


Fig. 15

b. *Zăpada*

$$M_{I} = -3{,}48^{tm}$$
$$M_{II} = -3{,}48^{tm}$$
$$M_{III} = +6{,}20^{tm}$$
$$N_{I} = N_{II} = N_{III} = 15^t.$$

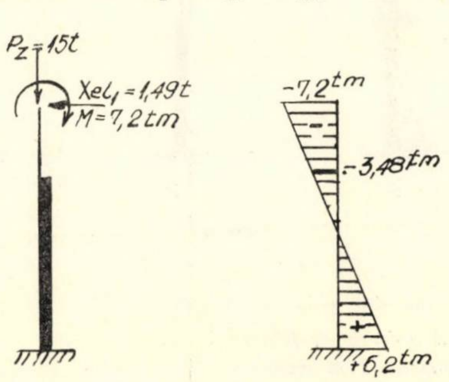
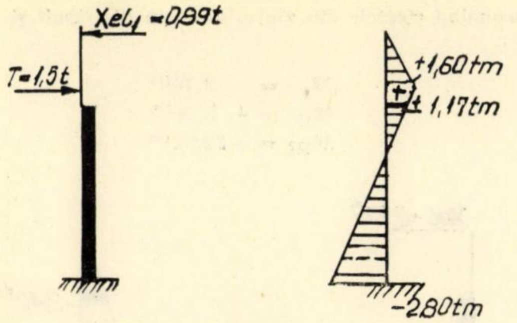


Fig. 16

c. *Poduri rulante. Cînd forța T acționează pe stîlpul (1)*

$$M_{I} = +1{,}17^{tm}$$
$$M_{II} = +1{,}17^{tm}$$
$$M_{III} = -2{,}80^{tm}$$



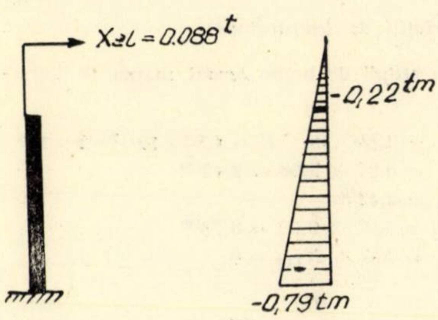
Xel₁=0,89t
T=1,5t
+1,60tm
+
1,17tm
-
-2,80tm

Fig. 17

Momentul în dreptul forţei T

$$M_T = +1{,}60^{tm}$$
$$N_I = N_{II} = N_{III} = 0.$$

Cind forţa T acţionează pe stilpul (2)

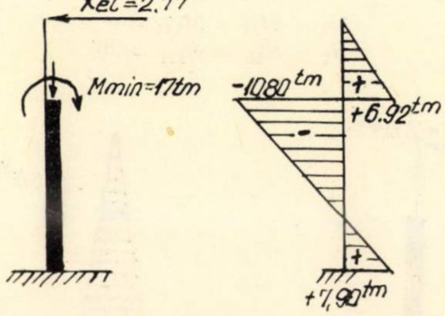


Xel=0.088 t
-0,22 tm
-
-0,79 tm

Fig. 18

$$M_I = M_{II} = -0{,}22^{tm}$$
$$M_{III} = -0{,}79^{tm}$$
$$N_I = N_{II} = N_{III} = 0.$$

Cind M_{max} acţionează pe stilpul 1



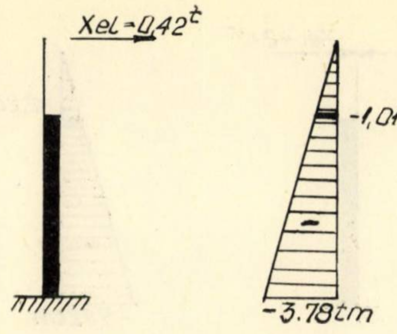
Xel=2,77 t
Mmin=17tm
-10,80 tm
+
+6,92 tm
-
+
+7,90 tm

Fig. 19

$$M_I = +11{,}50^{tm}$$
$$M_{II} = -22{,}50^{tm}$$
$$M_{III} = +7{,}4^{tm}$$
$$N_I = 0$$
$$N_{II} = N_{III} = 45^t.$$

Cind M_{max} acţionează pe stilpul 2 în deschiderea 2—3

$$M_I = M_{II} = -1{,}01^{tm}$$
$$M_{III} = -3{,}78^{tm}$$
$$N_I = N_{II} = N_{III} = 0.$$

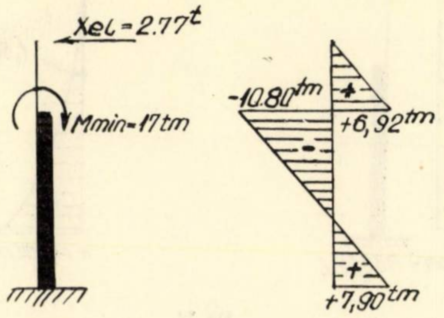


Xel=0,42 t
-1,01tm
-
-3.78tm

Fig. 20

Cind M_{max} acţionează pe stilpul (2) în deschiderea 1—2

$$M_I = +6{,}92^{tm}$$
$$M_{II} = -10{,}08^{tm}$$
$$M_{III} = +7{,}90^{tm}$$
$$N_I = 0$$
$$N_{II} = N_{III} = 22{,}5^t.$$

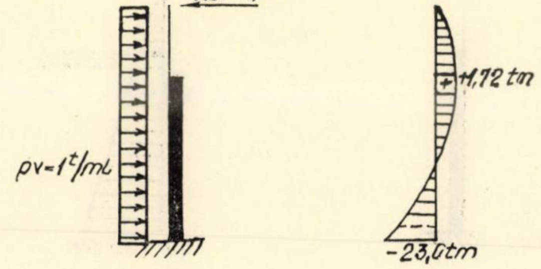


Xel=2.77 t
Mmin=17tm
-10.80 tm
+
+6,92 tm
-
+
+7,90 tm

Fig. 21

d. *Vintul din stinga. Sarcină uniform distribuită*

$$M_I = +1{,}72^{tm}$$
$$M_{II} = +1{,}72^{tm}$$
$$M_{III} = -23{,}0^{tm}$$
$$N_I = N_{II} = N_{III} = 0.$$



Xel=1,94 t
pv=1 t/ml
+
+1,72 tm
-
-23,0tm

Fig. 22

Sarcina concentrată

$$M_I = -2{,}2^{tm}$$
$$M_{II} = -2{,}2^{tm}$$
$$M_{III} = -7{,}92^{tm}$$
$$N_I = N_{II} = N_{III} = 0.$$

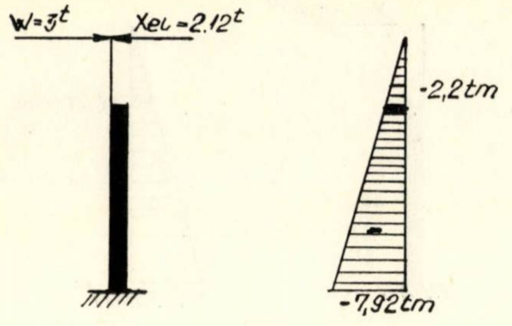


Fig. 23

Însumînd efectele din vîntul uniform distribuit şi concentrat

$$M_{\mathrm{I}} = -\ 0{,}48^{tm}$$
$$M_{\mathrm{II}} = -\ 0{,}48^{tm}$$
$$M_{\mathrm{III}} = -30{,}92^{tm}.$$

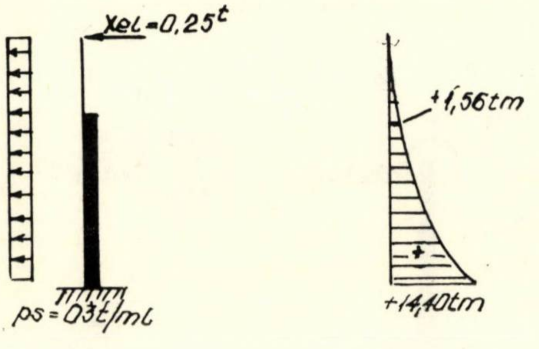


Fig. 24

d'. *Vîntul din dreapta. Sarcină uniform distribuită*

$$M_{\mathrm{I}} = +\ 1{,}56^{tm}$$
$$M_{\mathrm{II}} = +\ 1{,}56^{tm}$$
$$M_{\mathrm{III}} = +14{,}40^{tm}$$
$$N_{\mathrm{I}} = N_{\mathrm{II}} = N_{\mathrm{III}} = 0.$$

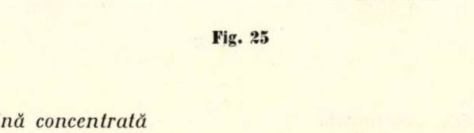


Fig. 25

Sarcină concentrată

$$M_{\mathrm{I}} = +2{,}20^{tm}$$
$$M_{\mathrm{II}} = +2{,}20^{tm}$$
$$M_{\mathrm{III}} = +7{,}92^{tm}$$
$$N_{\mathrm{I}} = N_{\mathrm{II}} = N_{\mathrm{III}} = 0.$$

Însumînd efectele din vîntul uniform distribuit şi concentrat:

$$M_{\mathrm{I}} = +\ 3{,}76^{tm}$$
$$M_{\mathrm{II}} = +\ 3{,}76^{tm}$$
$$M_{\mathrm{III}} = +22{,}32^{tm}$$

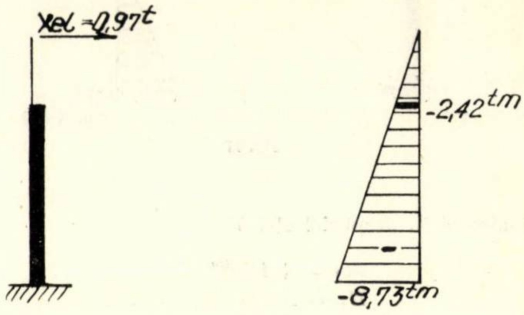


Fig. 26

e. *Variaţia de temperatură*

Pentru stîlpii de beton armat marca B 250 (E=200 000 kg/cm²)

$$X_{el} = 4{,}86\times10^{-7}\,E = 4{,}86\times10^{-7}\times2\times10^{6} = 0{,}97^{t}$$
$$M_{\mathrm{I}} = 0{,}97\ \times\ 2{,}50 = 2{,}42^{tm}$$
$$M_{\mathrm{II}} = 2{,}42^{tm}$$
$$M_{\mathrm{III}} = 0{,}97\ \times\ 9{,}00 = 8{,}73^{tm}$$
$$N_{\mathrm{I}} = N_{\mathrm{II}} = N_{\mathrm{III}} = 0.$$

Stîlpul 2

a. *Sarcini permanente din acoperiş, greutatea stîlpului şi greutatea căii de rulare*

$$M_{\mathrm{I}} = M_{\mathrm{II}} = M_{\mathrm{III}} = 0$$
$$N_{\mathrm{I}} = 51{,}5^{t}$$
$$N_{\mathrm{II}} = 58{,}9^{t}$$
$$N_{\mathrm{III}} = 66{,}0^{t}.$$

b. *Zăpada*

$$M_{\mathrm{I}} = M_{\mathrm{II}} = M_{\mathrm{III}} = 0$$
$$N_{\mathrm{I}} = N_{\mathrm{II}} = N_{\mathrm{III}} = 30^{t}.$$

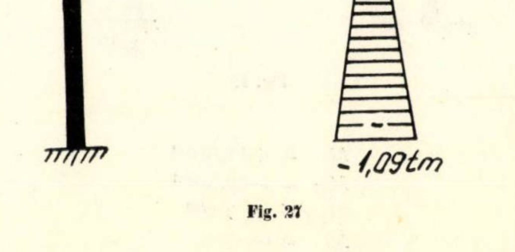


Fig. 27

c. *Acţiunea podurilor rulante. Cînd forţa T acţionează pe stîlpul 1*

$$M_{\mathrm{I}} = M_{\mathrm{II}} = -0{,}30^{tm}$$
$$M_{\mathrm{III}} = -1{,}09^{tm}$$
$$N_{\mathrm{I}} = N_{\mathrm{II}} = N_{\mathrm{III}} = 0.$$

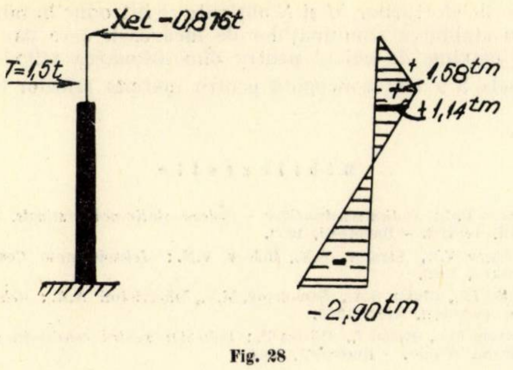


Fig. 28

Cînd forța T acționează pe stîlpul 2

$$M_I = +1{,}14^{tm}$$
$$M_{II} = +1{,}14^{tm}$$
$$M_{III} = -2{,}90^{tm}$$
$$M_T = 1{,}58^{tm}$$
$$N_I = N_{II} = N_{III} = 0.$$

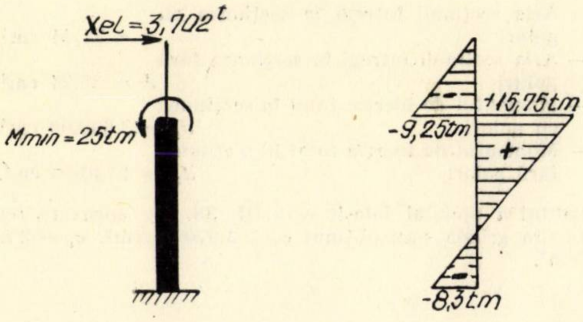


Fig. 29

Cînd M_{max} acționează pe stîlpul (1)

$$M_I = -\ 9{,}25^{tm}$$
$$M_{II} = +15{,}75^{tm}$$
$$M_{III} = -\ 8{,}30^{tm}$$
$$N_I = 0$$
$$N_{II} = N_{III} = 22{,}5^t.$$

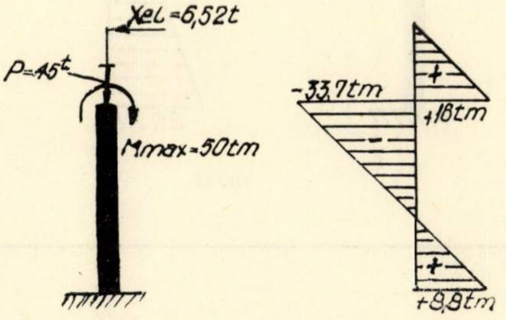


Fig. 30

Cînd M_{max} acționează pe stîlpul (2) în deschiderea 2—3

$$M_I = 16{,}0^{\ tm}$$
$$M_{II} = -33{,}8^{\ tm}$$
$$M_{III} = +\ 8{,}80^{tm}$$
$$N_I = 0$$
$$N_{II} = N_{III} = 45^t.$$

d. *Vînt uniform distribuit și concentrat*

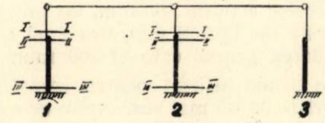
fig. 31: $X_{el} = -\ 2{,}927^t$
$M_I = -\ 7{,}31^{\ tm}$
$M_{II} = -\ 7{,}31^{\ t}$
$M_{III} = -26{,}3^{\ tm}.$

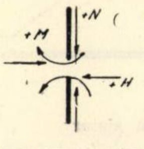
e. *Temperatura*

$$M_I = M_{II} = M_{III} = 0$$
$$N_I = N_{II} = N_{III} = 0.$$

Tabela 3

SCHEMA SECȚIUNILOR





CONVENȚIA DE SEMNE

CALCULUL EFORTURILOR

în tm. și t.

STÎLPUL	SECȚIUNEA	EFORTUL	SARCINI PERMANENTE	SARCINI TEMPORARE									EFORTURI DE CALCUL					
				ZĂPADĂ	PODURI RULANTE				VÎNT		VARIAȚIA DE TEMP.		FUNDAMENTALE			SUPLIMENTARE		
					T pe stîlpul 1	T pe stîlpul 2	M max. pe stîlpul 1	M max. pe stîlpul 2	Din stînga	Din dreapta	Scădere	Creștere	M max N. coresp.	M. min. N. coresp.	N. max. M. coresp.	M. max. N. coresp.	M. min. N. coresp.	N. max. M. coresp.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	I	M	-5,8	-3,48	± 1,17	∓ 0,22	+ 11,5	-1,01 +6,92	-0.48	+3.76	+2.42	-2.42	4;6;8 +6.87	4;5;6 -11,45	4;5 -9,28	4;6;8;11;12 +13,05	4;5;6;10;13 -14,35	4;5 -9,28
		N	26,3	15,0	0	0	0	0	0	0	0	0	26.3	41,3	41,3	26,3	41,3	41,3
	II	M	-5.8	-3,48	± 1,17	∓ 0.22	-22,5	-1,01 -10,08	-0.48	+3.76	+2.42	-2.42	4;7 -5,58	4;5;6;8 -32,95	4;5;8 -31,78	4;7;11;12 +0,60	4;5;6;8;10;13 -35,85	4;5;8 -31,78
		N	30.0	15.0	0	0	45,0	0 22,5	0	0	0	0	30.0	90,0	90,00	30,0	90,0	90,0
	III	M	+10,3	+6,2	∓ 2.80	∓ 0.79	+ 7.4	-3,78 +7,90	-30.92	-22.32	+8.73	-8.73	4;5;6;8 26,70	4;7;9 +5.73	4;5;8 +23,9	4;5;6;8;11;12 +31,75	4;7;9;10;13 -33,92	4;5;8 +23,9
		N	36,0	15,0	0	0	45,0	0 22,5	0	0	0	0	96,0	36,0	96,0	96,0	36,0	96,0
2	I	M	0	0	∓ 0,30	± 1,14	-9,25	± 16,3	-7.31	+7.31	0	0	4;7;9 +17.44	4;7;9 -17.44	4;5 0	4;7;9;11 +24,75	4;7;9;10 -24.75	4;5 0
		N	51,5	30,0	0	0	0	0	0	0	0	0	51.6	51,5	81,5	51,5	51,5	81,5
	II	M	0	0	∓ 0,30	± 1,14	+15,75	∓ 33,7	-7.31	+7.31	0	0	4;7;9 +34,84	4;7;9 -34,84	4;5;9 ± 33,7	4;7;9;11 +42,15	4;7;9;10 -42,15	4;5;9 ± 33,9
		N	58,9	30,0	0	0	22,5	45,0	0	0	0	0	103,9	103,9	133,9	103,9	103,9	133,9
	III	M	0	0	∓ 1.09	∓ 2.90	-8,30	± 8,8	-26,3	+26,3	0	0	4;7;9 +11,7	4;7;9 -11,7	4;5;9 ± 8,8	4;7;9;11 +38,0	4;7;9;10 -38,0	4;5;9 ± 8,8
		N	66,0	30,0	0	0	22,5	45,0	0	0	0	0	111,0	111,0	141,0	111,0	111,0	141,0

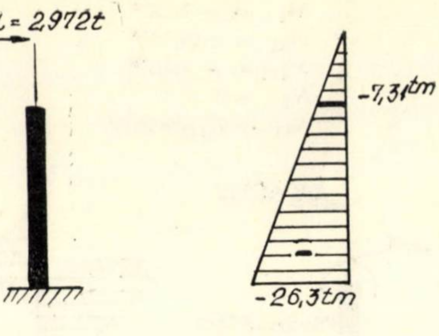


Fig. 31

Valorile eforturilor M și N obținute se introduc în tabela 3, pentru stabilirea combinațiilor de încărcări, care dau eforturile maxime de calcul pentru dimensionarea stîlpilor. Tabela 3 a fost concepută pentru metoda stărilor limită.

Bibliografie

[1] Mazilu P.C.: *Statica construcțiilor – Sisteme static nedeterminate.* Vol. II, Edit. Tehnică – București, 1959.

[2] Murașev V.I., Sigalov E.E., Baicov V.N.: *Jelezobetonnîe Construcții*, Moskva, 1962.

[3] Ulițki I.I., Rivkin S.A., Samoletov, M.V., Dîhovicinîi A.A.: *Jelezobetonnîe Construcții*, Kiev, 1959.

[4] Fluture Em., Otescu I., Cristea P.: *Indreptar pentru construcții metalice* Editura Tehnică – București, 1964.

Calculul și încercarea experimentală a grinzilor metalice ajurate

Prof. ing. D. Mateescu și ing. Gh. Mercea

GENERALITĂȚI

Grinzile ajurate, obținute prin tăierea și sudarea profilelor metalice laminate I, se folosesc în construcțiile metalice, pe o scară din ce în ce mai largă, pentru executarea unor elemente cum sînt: pane, grinzi pentru planșee, rigle ale cadrelor halelor industriale sau ale clădirilor înalte etc.

În comparație cu profilele laminate pline I, folosite la realizarea lor, grinzile ajurate permit, printr-o uzinare relativ ușor de executat și puțin costisitoare, să se obțină, fără o sporire a greutății, grinzi metalice cu o capacitate de încărcare mai mare și o rigiditate la încovoiere mult superioară.

În cazul cercetărilor de față, pentru obținerea grinzii ajurate, s-a folosit un profil I 18. Grinda ajurată obținută din profilul I 18 are înălțimea $h = 280$ mm, înălțimea maximă a golului fiind de 200 mm, așa cum rezultă din figura 1.

Pasul golurilor, adică distanța dintre mijlocurile a două goluri succesive este de 560 mm, iar lungimea grinzii ajurate obținută este de 11 360 mm, așa cum se vede în figura 2, iar deschiderea grinzii este 11 200 mm.

Tipul de grindă utilizat pentru cercetările experimentale, cu caracteristicile de mai sus, este o grindă folosită la execuția unor pane metalice la o hală industrială.

Pentru a împiedica pierderea stabilității tălpii comprimate a grinzii în timpul încărcării, s-au folosit două grinzi de aceleași dimensiuni, distanțate și contravîntuite una față de cealaltă, așa cum rezultă din figura 3.

Acest lucru corespunde și realității, deoarece grinda folosită ca pană de acoperiș la o hală industrială este legată de panele vecine prin intermediul învelitorii.

CARACTERISTICILE GEOMETRICE ALE GRINZII AJURATE

Caracteristicile geometrice ale grinzii sînt stabilite pentru secțiunea cu goluri, unde se face de fapt verificarea de rezistență a grinzii (fig. 2). Aceste caracteristici sînt calculate pentru un profil T, obținut prin tăierea dintr-un profil I 18, și avînd înălțimea $h = 40$ mm:

– Aria secțiunii profilului T $A = 10{,}72$ cm^2
– Momentul de inerție al profilului T $J_x = 11{,}00$ cm^4
– Modulul de rezistență al profilului T:
  – în raport cu fibra superioară $W_{xs} = 11{,}85$ cm^3
  – în raport cu fibra inferioară $W_{xi} = 3{,}58$ cm^3.

Pentru calculul săgeții sînt necesare și caracteristicile geometrice ale întregii secțiuni, formată din două profile T, distanțate, cum este cazul în secțiunea cu goluri, sau sudate unul de altul în secțiunea plină. Aceste caracteristici sînt calculate și au valorile:

– Aria secțiunii întregi în secțiunea cu goluri $A = 21{,}44$ cm^2
– Aria secțiunii întregi în secțiunea fără goluri $A = 35{,}24$ cm^2
– Momentul de inerție total în secțiunea cu goluri $J_x = 3\,690{,}00$ cm^4
– Momentul de inerție total în secțiunea fără goluri $J_x = 4\,140{,}00$ cm^4.

Calitatea oțelului folosit este OL 38. Pe epruvete relevate din grindă s-au obținut $\sigma_r = 3\,970$ kg/cm^2, $\sigma_c = 2\,790$ kg/cm^2.

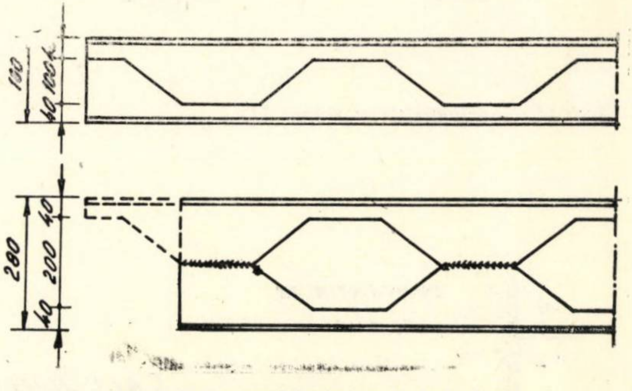
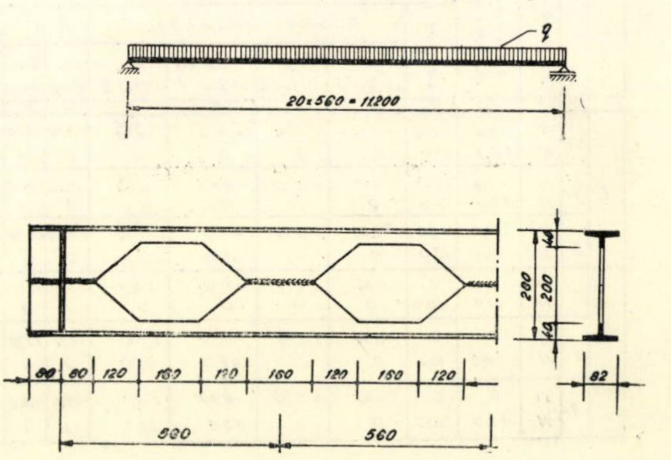


Fig. 1. Forma profilului înainte și după ajurar

Fig. 2. Schema și dimensiunile grinzii



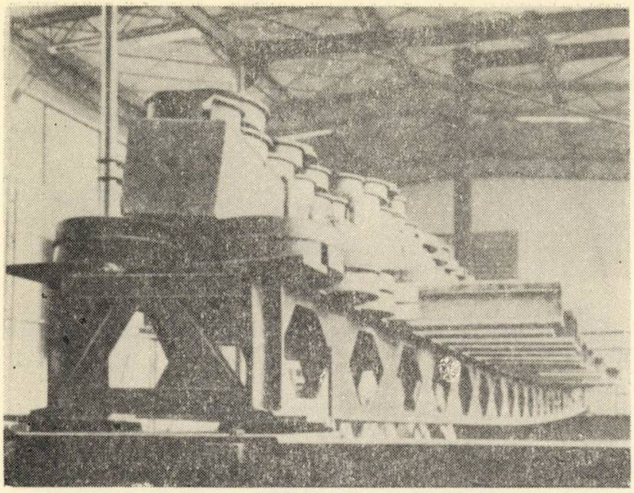


Fig. 3. Schema perechii de grinzi în timpul încercării

DETERMINAREA CAPACITĂȚII DE ÎNCĂRCARE A GRINZII

Grinda ajurată, folosită în cazul cercetărilor de față, a fost realizată ca o grindă simplu rezemată, cu deschiderea de 11 200 mm, iar încărcarea a fost dispusă ca o încărcare uniform repartizată, realizată cu șine metalice, greutăți din fontă și cuburi de beton, așa cum se vede în figura 4. Mărimea acestei încărcări, uniform repartizate pe lungimea grinzii, a fost determinată din condiția ca în fibra cea mai solicitată a grinzii să se atingă rezistența admisă. Cercetările au fost apoi extinse și la o încărcare în urma căreia să se obțină, în fibra cea mai solicitată a grinzii, un efort unitar apropiat de limita de elasticitate a materialului $\sigma_e = 2\,000$ kg/cm^2.

Calculul încărcărilor uniform repartizate, pentru care se obține în fibra cea mai solicitată efortul unitar σ_a, s-a făcut plecînd de la o secțiune făcută printr-un gol la distanța x de reazemul din stînga.

Într-o astfel de secțiune în grindă apar cele două solicitări din încovoiere :

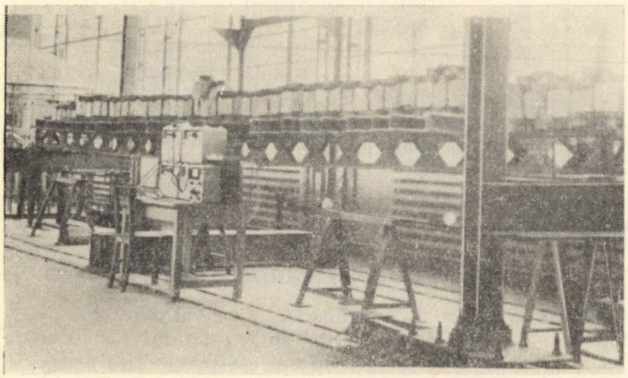
$$M = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} \tag{1}$$

$$T_x = \frac{ql}{2} - qx, \tag{2}$$

unde q este încărcarea uniform distribuită, iar l este deschiderea grinzii simplu rezemate.

Momentul încovoietor M_x, calculat într-o astfel de secțiune prin gol, se descompune într-un cuplu, format din două forțe axiale N, acționînd în centrul de greutate al fiecărui profil T, care formează secțiunea cu gol, iar forța tăietoare T_x se repartizează în mod egal asupra celor două profile T ce formează secțiunea grinzii, rezultînd schema de solicitări din figura 5.

Fig. 4. Grinzile încărcate și instalațiile de încercare



Forțele axiale N ale cuplului dat de momentul încovoietor M_x, ce acționează în centrul de greutate al secțiunii profilului T, au valoarea :

$$N = \frac{M_x}{z}, \tag{3}$$

unde z este distanța între centrele de greutate ale celor două profile T ce formează secțiunea grinzii.

Forța tăietoare are o acțiune locală, producînd un moment încovoietor local, în raport cu colțurile golului și care are valoarea :

$$M = \frac{T_x}{2} \cdot \frac{b}{2} = \frac{T_x \cdot b}{4}, \tag{4}$$

unde b este lungimea porțiunii de gol cu secțiune constantă.

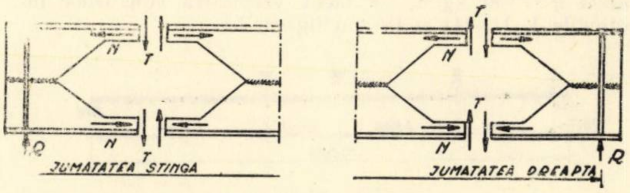


Fig. 5. Schema solicitărilor

Forțele axiale N și momentul încovoietor local M, ce acționează în centrul de greutate al secțiunii T, produc un efort unitar normal care în punctul cel mai solicitat are valoarea :

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_{xi}}, \tag{5}$$

unde A este secțiunea profilului T, egală cu 10,72 cm^2, iar W_{xi} este modulul de rezistență al secțiunii T, în raport cu fibra inferioară, egal cu 3,58 cm^3.

Forța tăietoare T_x dă naștere și unui efort unitar tangențial τ, care are valoarea :

$$\tau = \frac{\frac{T}{2}}{A_i} = \frac{T}{2A_i}, \tag{6}$$

unde A_i este secțiunea inimii profilului T, asimilată cu un dreptunghi ca în figura 6, fiind egală cu 2,05 cm^2.

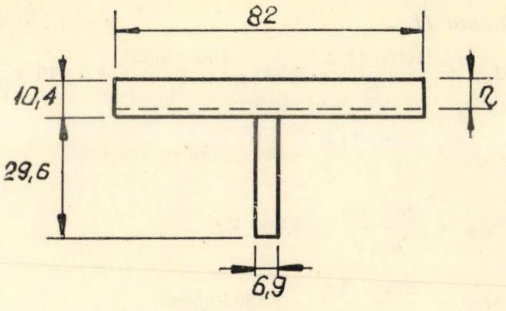


Fig. 6. Schema simplificată a profilului T

Cu aceste eforturi unitare σ și τ se calculează rezistența de comparație și se verifică cu formula :

$$\sigma_{\text{comp}} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leqslant \sigma_a. \tag{7}$$

Pentru a determina încărcarea q, s-a făcut la limită această condiție egală cu σ_a. Întrucît momentul încovoietor M_x și forța tăietoare T_x variază în lungul grinzii, s-a calculat poziţia ''x'' pe grindă, unde aceste două solicitări dau naştere la efortul $\sigma_{comp.max}$.

Determinarea s-a făcut din condiţia $\frac{d\sigma_{comp}}{dx} = 0$, rezultînd $x = 2{,}45$ m de reazemul din stînga.

În această secţiune s-a calculat M_x, T_x, respectiv σ_{comp}, funcţie de încărcarea q. Punînd condiţia $\sigma_{comp} = \sigma_a$, a rezultat încărcarea uniform repartizată $q = 190$ kg/m. Cu această sarcină q a fost încărcată grinda simplu rezemată.

S-a mai încărcat şi cu o sarcină care produce în fibra extremă un efort unitar $\sigma \cong \sigma_e = 2\,000$ kg/cm², încărcare ce a rezultat înmulţind pe q calculat mai sus, cu raportul $\frac{\sigma_e}{\sigma_a} = 1{,}42$, rezultînd $q = 275$ kg/m.

VERIFICAREA EFORTURILOR UNITARE ÎN SECŢIUNILE I, II, III, IV

După ce s-a determinat capacitatea de încărcare a grinzii ajurate $q = 190$ kg/m, s-a făcut verificarea eforturilor în secţiunile I, II, III şi IV din figura 7.

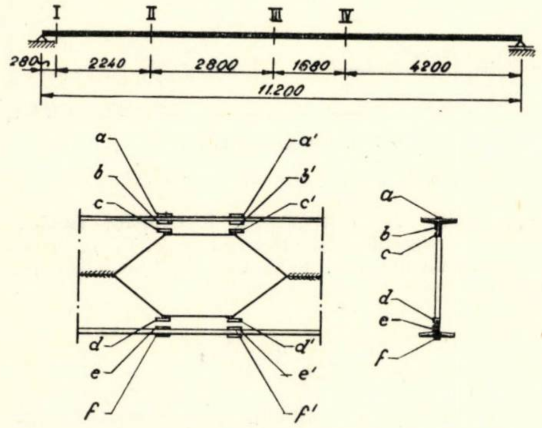


Fig. 7. Poziţia secţiunilor şi schema timbrelor tensometrice

Eforturile unitare au fost calculate numai în fibrele extreme ale profilului *T*, în stînga şi în dreapta secţiunilor specificate mai sus. Se arată modul de calcul al eforturilor unitare numai pentru secţiunea II, care este cea mai solicitată, pentru a arăta modul de stabilire a semnelor eforturilor unitare normale din momentul încovoietor şi din forţa axială. În restul secţiunilor, calculul este acelaşi, iar rezultatele sînt date în tabela 1, unde sînt date şi valorile eforturilor unitare pentru încărcarea $q = 275$ kg/m. Pentru calculul eforturilor unitare se folosesc relaţiile (1) — (7).

Secţiunea II $x = 2\,520$ mm.

$$M_{xII} = \frac{190 \times 11{,}2}{2} \cdot 2{,}52 - \frac{190 \times 2{,}52^2}{2} = 2\,070 \text{ kgm.}$$

$$T_{xII} = \frac{190 \times 11{,}2}{2} - 190 \times 2{,}52 = 585 \text{ kg.}$$

$$N_{II} = \frac{207\,000}{26{,}14} = 7\,900 \text{ kg.}$$

$$M_{II} = \frac{585 \times 16}{4} = 2\,350 \text{ kg/cm}^2.$$

Eforturile unitare normale σ_N şi σ_M sînt calculate în punctele *a, c, d, f*, din sîtnga şi *a', c', d', f'*, din dreapta secţiunii II, avînd valorile în :

$$a, c, a', c' \; \sigma_N = -\frac{7\,900}{10{,}72} = -737 \text{ kg/cm}^2$$

$$d, f, d', f' \; \sigma_N = +\frac{7\,900}{10{,}72} = +737 \text{ kg/cm}^2$$

$$a, f' \; \sigma_M = +\frac{2\,350}{11{,}85} = +198 \text{ kg/cm}^2$$

$$c, d' \; \sigma_M = -\frac{2\,350}{3{,}58} = -658 \text{ kg/cm}^2$$

$$d, c' \; \sigma_M = +\frac{2350}{3{,}58} = +658 \text{ kg/cm}^2$$

$$f, a' \; \sigma_M = -\frac{2\,350}{11{,}85} = -198 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul unitar τ este constant pe toată secţiunea şi are valoarea :

$$\tau = \frac{585}{2 \times 2{,}05} = 143 \text{ kg/cm}^2.$$

Efortul σ_{comp} se verifică în punctele *c* sau *d*, unde este maxim şi unde σ_N şi σ_M se adună :

$$\sigma_{comp \cdot d} = \sqrt{(737+658)^2 + 3 \times 143^2} = 1\,410 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a + 3\,\%.$$

Tabela 1

Eforturi unitare măsurate experimental şi calculate

Secţ.	Punct.	Eforturi unitare din $q = 190$ kg/m		Eforturi unitare din $q = 275$ kg/m	
		Măsurate	Calculate	Măsurate	Calculate
I	*a*	+ 273	+ 486	+ 588	+ 700
	b	− 242		− 252	
	c	−1060	−1300	−1480	−1740
II	*a*	− 484	− 590	− 505	− 766
	b	− 766		−1020	
	c	−1435	−1410	−2037	−2000
	d	+1230	+1410	+1470	+2000
	e	+ 672		+1385	
	f	+ 347	+ 590	+ 589	+ 766
	a'	−1060	− 975	−1300	−1405
	b'	− 610		− 695	
	c'	− 137	− 258	− 32	− 434
	d'	+ 84	+ 258	+ 115	+ 434
	e'	+ 420		+ 735	
	f'	+ 704	+ 975	+1320	+1405
III	*a*	− 945	−1030	−1302	−1498
	b	− 999		−1385	
	c	−1091	−1117	−1575	−1636
	d	+1010	+1117	+1680	+1636
	e	+ 884		+1385	
	f	+ 778	+1030	+1302	+1498
	a'	− 915	−1062	−1060	−1521
	b'	−1080		−1280	
	c'	− 862	−1018	−1030	−1479
	d'	+ 798	+1018	+1428	+1479
	e'	+ 778		+1365	
	f'	+ 935	+1062	+1510	+1521
IV	*a*	−1072	−1083	−1480	−1588
	b	− 966		−1302	
	c	− 715	− 704	− 925	−1035
	d	+ 778	+ 704	+1260	+1035
	e	+ 673		+ 135	
	f	+ 778	+1083	+1155	+1588
	a'	− 830	− 883	−1125	−1287
	b'	− 925		−1302	
	c'	−1200	−1289	−1690	−1870
	d'	+1050	+1289	+1660	+1870
	e'	+ 840		+1365	
	f'	+ 735	+ 883	+1175	+1287

ÎNCERCĂRI EXPERIMENTALE

Tăierea profilului I 18 şi sudarea lui pentru obţinerea profilului ajurat s-au făcut manual în laboratorul Catedrei de construcţii metalice a Institutului politehnic-Timişoara.

Cele două grinzi contravîntuite, așa cum s-a arătat în prima parte, au fost rezemate pe un stand de încercări la încovoiere, așa cum se vede în figura 4. Unul din reazeme, executat din două plăci fixate cu buloane, a constituit reazemul fix, iar celălalt reazem, format de asemenea din două plăci, între care au fost așezate role, a format reazemul mobil al grinzii simplu rezemate. Încărcarea a fost realizată cu șine metalice, plăci rotunde de fontă, iar la încărcarea de 275 kg/m, s-au adăugat și cuburi de beton (fig. 3 și 4). Toate aceste greutăți au fost etalonate și repartizate astfel încît să se obțină aceeași încărcare pe metru liniar.

Încercările experimentale au urmărit două scopuri :

— În primul rînd, acela de a măsura efortul efectiv din grindă, pentru a-l putea compara cu efortul rezultat din calcul. Compararea acestor eforturi s-a făcut în secțiunile I, II, III, IV (fig. 7), rezultatele fiind trecute în tabela 1.

— În al doilea rînd, acela de a măsura săgeata efectivă a grinzii pentru a o compara cu săgeata calculată. Cele două valori, măsurată și calculată, ale săgeților sînt date în tabela 2.

Măsurarea eforturilor efective în secțiunile I, II, III și IV s-a făcut prin tensometrie electrică. În fiecare secțiune au fost lipite pe grindă 12 timbre tensometrice, șase în stînga și șase în dreapta secțiunii, în poziția arătată în figura 7 și în figura 8. Excepție face secțiunea I, în care s-au pus doar trei timbre (a, b, c).

Tabela 2

Săgeți măsurate experimental și calculate

Poz.	Dist. reaz. stg. (mm)	Săgeata din $q=190$ kg/m		Săgeata din $q=275$ kg/m	
		Măsurată	Calculată	Măsurată	Calculată
1	280	3,00	3,76	3,30	5,45
2	840		11,28		16,30
3	1400	18,60	18,42	27,40	26,70
4	1960		25,07		36,20
5	2520		31,06		45,00
6	3080	36,40	36,50	52,90	52,90
7	3640		40,60		58,90
8	4200		45,03		65,90
9	4760	46,30	46,25	67,00	67,10
10	5320		47,42		68,60
11	5600	46,90	47,59	68,10	69,00
12	5880		47,42		68,60
13	6440	46,40	46,25	66,90	67,10
14	7000		45,03		65,90
15	7560		40,60		58,90
16	8120	37,00	36,50	54,30	52,90
17	8680		31,06		45,00
18	9240		25,07		36,20
19	9800	18,70	18,42	30,60	26,70
20	10360		11,28		16,30
21	10920	2,96	3,76	5,40	5,45

În toate aceste puncte au fost măsurate eforturile efective din grindă, luîndu-se modulul de elasticitate $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ kg/cm². În aceleași puncte au fost calculate eforturile din grindă și comparate cu cele măsurate în tabela 1, calculul făcîndu-se cum s-a arătat în paragraful anterior.

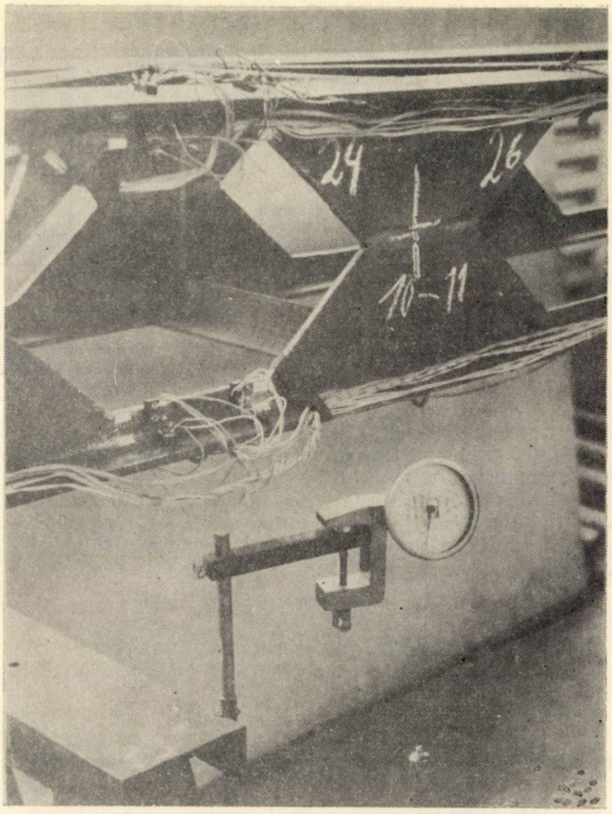


Fig. 8. Instalația tensometrică și mecanică

Aceste valori, măsurate și calculate în punctele indicate, au fost reprezentate sub forma unor diagrame de eforturi unitare normale, arătate în figura 9 pentru încărcarea $q=190$ kg/m și în figura 10 pentru $q=275$ kg/m. Se observă, atît din tabela 1, cît și din diagramele de eforturi unitare din figura 9 și 10, o bună concordanță între valorile măsurate și cele calculate ale efortului unitar normal.

Măsurarea săgeților efective s-a făcut în mai multe puncte, cu ajutorul unor fleximetre cu baza 100 mm și cu precizia 0,1 mm, așezate la talpa inferioară a grinzii. Compararea acestor săgeți cu cele calculate reiese din tabela 2. Săgețile din calcul au fost stabilite, prin metoda sarcinilor elastice, reducîndu-se diagrama de momente cu EJ_x-ul secțiunii pline sau al secțiunii cu gol.

Pentru simplificarea calculului, porțiunea cu EJ_x-ul variabil (unde secțiunea golului variază) s-a împărțit egal la secțiunea cu gol și la cea cu plin.

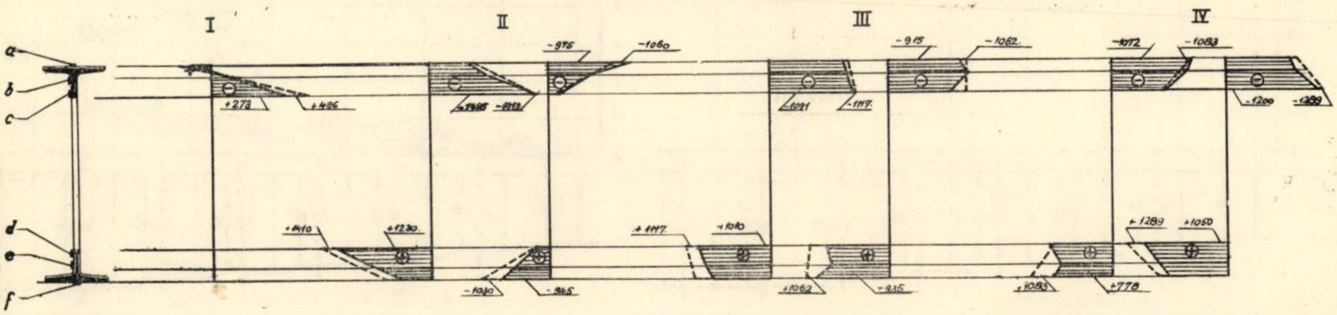
Pentru orientare au fost calculate săgețile la mijlocul grinzii și cu formula :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EJ_x},$$

Fig. 9. Diagramele eforturilor unitare normale din q = 190 kg/m.

——————— eforturile unitare măsurate

— · — · — · — eforturile unitare calculate



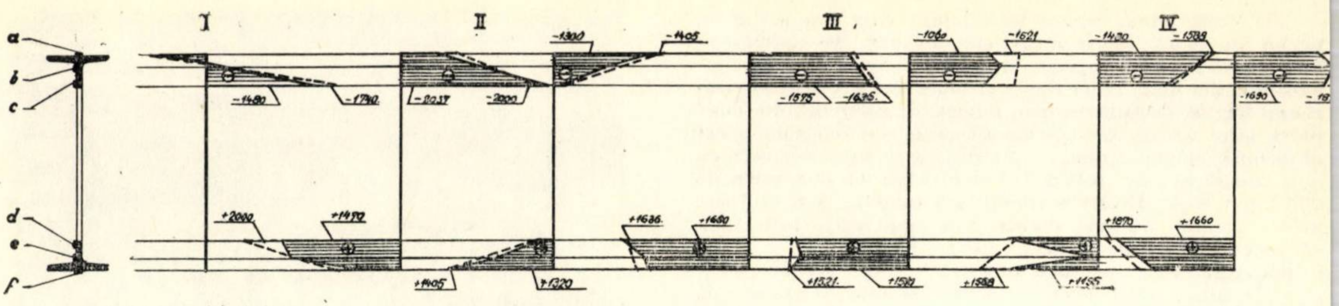


Fig. 10. Diagramele eforturilor unitare normale din q=275 kg/m
——— eforturile unitare măsurate
—·—·— eforturile unitare calculate

considerîndu-se două situaţii :

— grinda cu momentul de inerţie J_{x1}, adică cu gol pe toată lungimea, obţinîndu-se o săgeată $f_1 = 50,5$ mm ;

— grinda cu momentul de inerţie J_{x2}, adică plină pe toată lungimea, obţinîndu-se o săgeată $f_2 = 43,2$ mm.

Săgeata reală măsurată şi calculată se încadrează evident între aceste două săgeţi :

$$f_1 = 50,5 \text{ mm} > f = 47,59 \text{ mm} > f_2 = 43,2 \text{ mm}.$$

Linia elastică a grinzii este trasată în figura 11.

La calculul liniei elastice nu s-a luat în considerare influenţa forţei tăietoare.

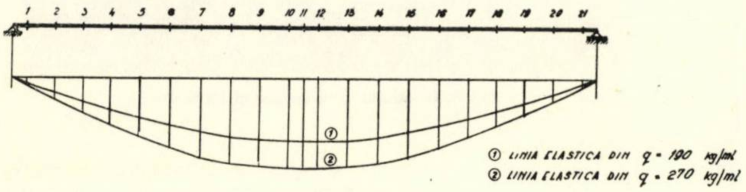

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21
①
②
① linia elastică din q = 190 kg/ml
② linia elastică din q = 270 kg/ml

Fig. 11. Liniile elastice ale grinzii

CONCLUZII

Din constatările făcute pe baza calculului grinzii şi a măsurătorilor experimentale rezultă următoarele concluzii :

a) Metoda de calcul al eforturilor unitare σ, expusă la paragraful 4, este corectă, rezultatele ei fiind confirmate de măsurătorile experimentale.

b) Calculul săgeţilor, considerînd variaţia momentului de inerţie în două trepte (secţiunea plină şi secţiunea cu gol), este corespunzător, linia elastică calculată avînd o foarte bună concordanţă cu cea măsurată.

În cadrul acestui studiu au fost determinate încărcările capabile a fi suportate de profil, în limita atingerii rezistenţei admisibile σ_a în fibra cea mai solicitată, pentru profile ajurate cu diferite înălţimi, obţinute din acelaşi profil I 18.

Pornind de la profilul I 18 plin şi mergînd la profile ajurate cu goluri, pînă la înălţimea maximă de 320 mm, au fost determinate încărcările q ce pot fi suportate de grindă. Rezultatele acestor calcule sunt reprezentate în figura 12.

Curba plină reprezintă încărcările q, determinate din condiţia $\sigma = \sigma_a$, neluînd în considerare şi efortul tangenţial τ, iar cea punctată, încărcările determinate din condiţia $\sigma_{\text{comp.}} = \sigma_a$.

Aceste încărcări sînt determinate în secţiuni diferite, în lungul grinzii pentru fiecare profil, şi anume în secţiunea unde solicitările sînt maxime. Din rezultatele obţinute, cum se vede în figura 13, încărcarea maximă ce poate fi suportată de grinda ajurată din I 18 este cea pentru profilul cu înălţimea de 240 mm, cu goluri de 120 mm înălţime, pentru care încărcarea este cu aproape 50 % mai mare ca pentru un profil I 18. Din această concluzie rezultă evident că grinda ajurată cu înălţimea de 280 mm, folosită pentru panele halei industriale amintite, nu este cea mai corespunzătoare, avînd înălţimea inimii profilului T prea mică, deoarece la aceasta sporul de încărcare, faţă de profilul I 18 de la care s-a plecat, este de numai 32 %.

Fig. 12. Variaţia încărcărilor capabile pentru diferite profile

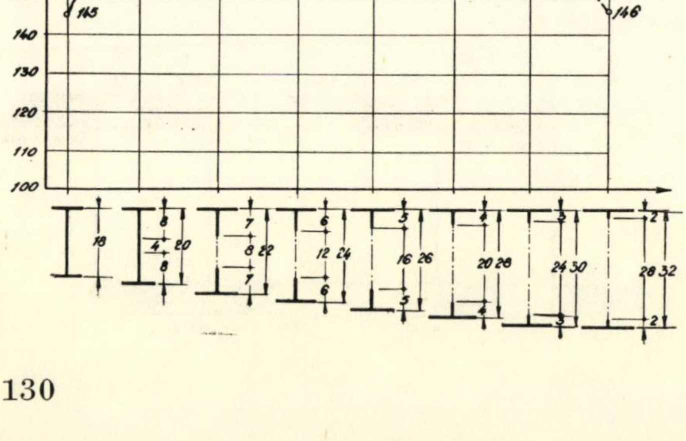
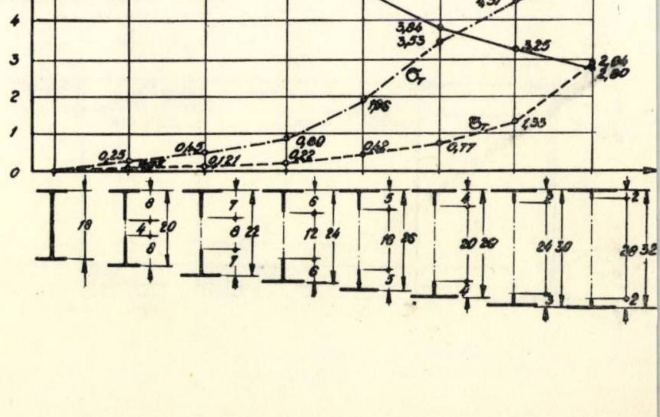


Fig. 13. Variaţia eforturilor unitare pentru diferite profile



În diagrama din figura 13 este reprezentată variația eforturilor unitare normale, provenite din moment și din forța tăietoare, și efortul tangențial, provenit din forța tăietoare, pentru aceleași profile diferite obținute din I 18 și avînd înălțimea golurilor din ce în ce mai mare. Aceste eforturi unitare sînt determinate pentru fiecare profil în secțiuni diferite în lungul grinzii, și anume în secțiunile în care efortul unitar în fibra cea mai solicitată egalează rezistența admisibilă.

Din această diagramă rezultă următoarele concluzii :

a) Cu cît înălțimea golului crește, cu atît scade efortul unitar normal provenit din moment, crescînd în același timp efortul unitar normal provenit din forța tăietoare și efortul unitar tangențial.

b) Valoarea lui τ pînă la profilul optim cu înălțimea de 240 mm, cu goluri, pentru care capacitatea de încărcare este maximă, este neînsemnată. Valoarea lui crește la profile la care înălțimea inimii profilului T, ce formează secțiunea cu gol, este mică.

c) Efectul forței tăietoare este deci foarte mare pentru profilul cu goluri mari, de aceea nu este rațională folosirea unor astfel de profile.

Din cele expuse în acest studiu, rezultă că folosirea grinzilor ajurate, în locul profilelor laminate din care se obțin, este foarte rațională, obținîndu-se la același consum de material, cu un mic spor de manoperă, grinzi a căror capacitate de rezistență și a căror rigiditate crește cu circa 50 %, cu condiția să fie aleasă forma și înălțimea golurilor cele mai raționale, care duc la efectul maxim.

Bibliografie

[1] Bazile A.: *Etude de la resistance des poutrelles ajourées.* Construction metallique, 3, 1964
[2] Boyer I.P.: *Castellated Beams:New Developments.* Engineering Journal. Vol. 1, nr. 3, July, 1964.
[3] Kolosovki I.: *Stresses and deflexions in Castellated Beams.* The Structural Engineer. Vol. 42, nr. 1, January, 1964.

În legătură cu stabilirea modulului de deformație al terenului în calculul tasării construcțiilor

Ing. A. Marcu și ing. R. Stoica

În cadrul materialelor elaborate pentru „Normativul de calcul la stările limită al terenului de fundație" și pentru revizuirea STAS 3 300 — „Terenul de fundație. Calculul tasărilor probabile", precum și în lucrările publicate pe marginea acestor acte normative, s-a accentuat asupra necesității adoptării în calcule a unor valori reale ale caracteristicilor de compresibilitate a pămînturilor.

În acest sens, a reieșit că una din principalele cauze, care au condus la diferențele mari observate între tasările calculate ale construcțiilor și cele măsurate efectiv, este acceptarea în calcule a caracteristicilor de compresibilitate, stabilite în laborator (edometru). În cele cîteva cazuri izolate, în care s-au utilizat valori ale modulului de deformație (E), determinate prin încărcări directe pe placă, mărimile tasărilor probabile, calculate prin diferite metode, s-au apropiat sensibil de valorile măsurate ([1], [2]).

Cercetări anterioare ([3], [4], [5]) au arătat — pe bază de date comparative — că valorile modulului de deformație determinate în edometru (M) sînt inferioare valorilor determinate direct pe teren (E), pentru toate categoriile de pămînturi.

Diferențele de valori se datoresc deranjărilor de structură provocate de modul de recoltare din sondaje și de pregătire a probelor, pentru a fi încercate în edometru [6].

Aceste constatări au făcut ca, la revizuirea STAS 3 300, să se prevadă obligativitatea utilizării în calculul tasărilor probabile — pentru construcții de importanță deosebită — a valorilor modulului de deformație E, stabilite prin încercări directe pe placă. Deoarece în prezent, în țara noastră, posibilitățile de executare a încercărilor directe sînt limitate, standardul amintit admite ca în faze preliminare de proiectare la construcțiile de clasa A, cît și pentru calculele de deformații definitive la construcțiile din clasa B, să fie folosite valorile modulului de deformație liniară M, obținute în edometru pentru intervalul de presiuni σ_i și σ_{gz} :

$$M = \frac{\sigma_z}{(\varepsilon)_{\sigma_i} - (\varepsilon)_{\sigma_{gz}}} \tag{1}$$

unde :

σ_z — corespunde efortului unitar provenit din sarcina suplimentară dată de construcție la adîncimea z ;

σ_{gz} — corespunde efortului unitar provenit din presiunea geologică ;

$\sigma_i = \sigma_{gz} + \sigma_z$ — corespunde presiunii totale la adîncimea de calcul ;

$(\varepsilon)_{\sigma_i}$ și $(\varepsilon)_{\sigma_{gz}}$ — deformațiile specifice (înregistrate pe curba de compresiune-tasare obținută în edometru), corespunzătoare eforturilor unitare σ_i, respectiv σ_{gz}.

În lucrarea [7], apreciind necesitatea folosirii în calculele de tasare a unor valori ale modulului de deformație mai apropiate de realitate (în cazul inexistenței încercărilor cu placa pe teren), autorii propun introducerea unui coeficient $m = \frac{E}{M}$, care va permite corectarea valorilor modulului edometric (M). O primă apreciere a mărimii coeficientului m a rezultat din prelucrarea statistică a valorilor M obținute — pentru diferite categorii de pămînturi — în laboratoarele din țară, și compararea acestora cu valorile E, întabulate în normativul sovietic S.N.i.P. II B1—62, care au la bază determinări directe cu placa. Se menționează că valorile modulului de deformație edometric M au fost stabilite în intervalul de presiuni 2—3 kg/cm².

În lucrarea respectivă sînt prezentate valorile m astfel obținute, pentru diversele categorii de pămînturi coezive, în funcție de porozitate.

Determinarea modulului de deformație al terenului, prin încercări directe pe placă, s-a extins în țara noastră doar în ultimii ani, în prezent asemenea încercări fiind executate, totuși, de un număr restrîns de unități. Cel mai mare volum de determinări a fost efectuat de Institutul de studii și prospecțiuni (I.S.P.), utilizîndu-se tipurile de plăci rigide indicate în tabela 1.

Tabela 1

Mod de execuție	Forma plăcii	Diametrul (latura) (cm)	Suprafața (cm²)
În săpătură deschisă	pătrată	100	10 000
		70,7	5 000
În foraj	circulară	40	1 256
		31	750

Valorile modulului de deformaţie E s-au calculat pe baza formulei stabilite de Schleicher:

$$E = \frac{\omega \cdot P(1 - \nu^2)}{s \cdot D} \qquad (2)$$

unde:

s este tasarea plăcii de probă sub forţa P;

D — diametrul (latura) plăcii de probă;

ω — coeficient ce depinde de forma şi rigiditatea plăcii;

ν — coeficientul de deformare laterală (Poisson).

Valoarea forţei P s-a considerat în domeniul de variaţie proporţională a efortului cu tasarea, limitat de treapta de încărcare, pentru care raportul între creşterea încărcării şi creşterea tasării devine de două ori mai mic decît acelaşi raport, calculat pentru treapta de încărcare precedentă.

Trebuie remarcat faptul că, pînă în prezent, aceste încercări directe s-au executat în special în straturi cu caracteristici geotehnice defavorabile: pămînturi mîloase, puternic compresibile, umpluturi, pămînturi macroporice etc. Din acest motiv, numărul de determinări pe pămînturi coezive normal consolidate, de vîrstă cuaternară, este limitat, stabilirea unei dependenţe între valorile E şi M fiind posibilă — în actuala fază — numai pentru categoria pămînturilor prăfoase—argiloase.

Din studiul comparativ al datelor disponibile rezultă că valorile modulului edometric (M) sînt în mod sistematic inferioare valorilor modulului de deformaţie obţinute pe teren (E). Diferenţele sînt mai pregnante în cazul stabilirii valorilor modulului de deformaţie edometric în domeniul presiunilor mici.

Spre a evidenţia variaţia modulului M, determinat pe aceeaşi probă, în diverse intervale de presiuni, în histogramele din figura 1 se prezintă distribuţia raportului $\eta = \frac{M_{0-2}}{M_{2-3}}$, pentru un număr mare de probe, reprezentînd pămînturi prăfoase-argiloase, cu diferite stări de consistenţă. Valorile modulilor edometrici s-au calculat cu relaţiile:

$$M_{0-2} = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon} = \frac{2{,}00}{(\varepsilon)_{p_2}}\,; \quad M_{2-3} = \frac{1{,}00}{(\varepsilon)_{p_3} - (\varepsilon)_{p_2}} \qquad (3)$$

în care:

$(\varepsilon)_{p_2}$ şi $(\varepsilon)_{p_3}$ sînt deformaţiile specifice (înregistrate pe curba de compresiune-tasare) corespunzătoare eforturilor unitare $p_2 = 2{,}00$ kg/cm², respectiv $p_3 = 3{,}00$ kg/cm².

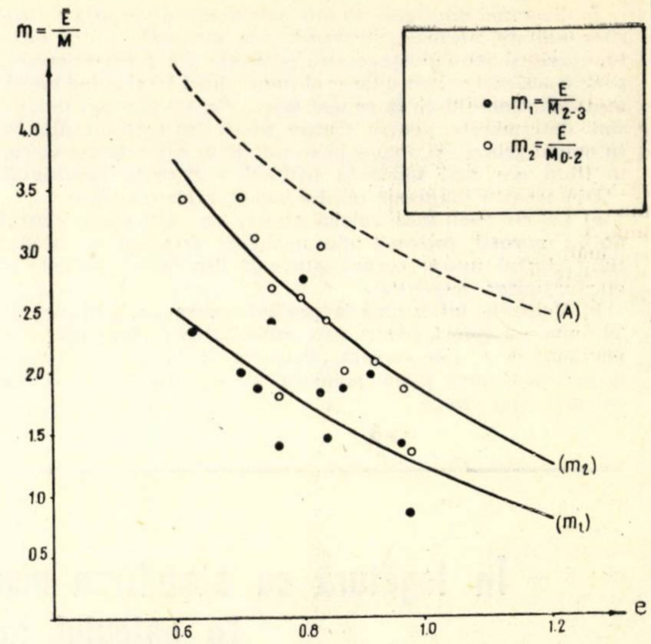


Fig. 2. Graficul de corelaţie a raportului m cu valoarea indicelui de porozitate e (pentru pămînturi prăfoase-argiloase)

(A) — curba de corelaţie stabilită de I.A.Aghişev

Din aceste diagrame reiese că valoarea medie a raportului η se situează în intervalul de valori 0,55—0,80; limita inferioară a ecartului corespunde pămînturilor de consistenţă redusă ($0{,}25 \leqslant I_c < 0{,}50$), la care creşterea pronunţată a modulului M_{2-3} se explică în parte şi prin consolidarea accentuată a probei în edometru.

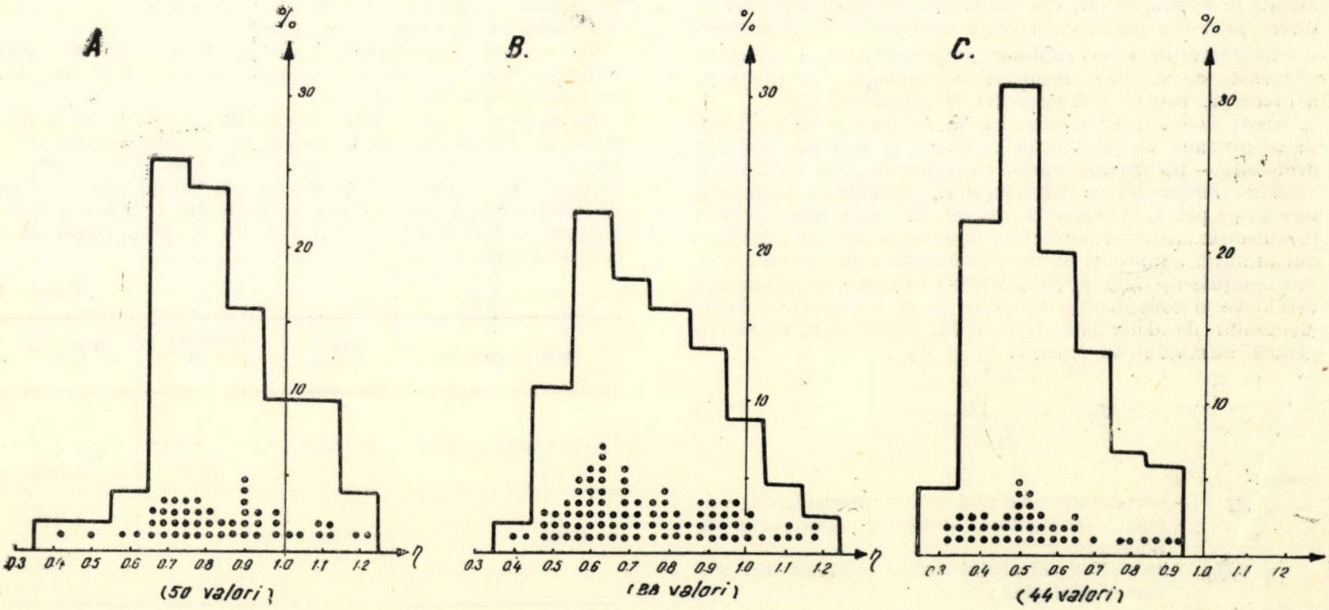
Pentru asigurarea de 75%, valorile raportului η sînt cuprinse între 0,65 (pămînturi de consistenţă redusă) şi 0,90 (pămînturi de consistenţă ridicată).

În figura 2 se prezintă corelaţia dintre valorile raportului m şi ale indicelui de porozitate e, pentru pămînturile prăfoase-argiloase considerate. Conform celor precizate mai sus, valorile m au fost calculate prin raportarea modulului de deformaţie E la modulul edometric M, dedus pentru două intervale de presiuni:

$$m_1 = \frac{E}{M_{2-3}} \qquad m_2 = \frac{E}{M_{0-2}}. \qquad (4)$$

Fig. 1. Distribuţia valorilor $\eta = \frac{M_{0-2}}{M_{2-3}}$ pentru pămînturi prăfoase-argiloase

A. $I_c \geqslant 0{,}75$; B. $0{,}75 > I_c \geqslant 0{,}50$; C. $0{,}50 > I_c \geqslant 0{,}25$



Curbele de corelaţie din figura 2 indică — pentru raportul m_1 — valori apropiate de cele stabilite în lucrarea [7]; pentru raportul m_2 au rezultat valori superioare, mai apropiate de diagrama obţinută de I.A. Aghişev ([4], [5]).

Se subliniază faptul că, în prelucrarea datelor de teren, nu au apărut diferenţe între valorile modulului de deformaţie E, stabilite pe plăci în foraje şi în sondaje deschise, diferenţe semnalate de unii cercetători străini [8]. Se desprinde din aceasta că tehnologia adoptată la încărcările pe placă în foraje este corespunzătoare, asigurînd nederanjarea materialului din baza forajului. (În scopul curăţirii şi nivelării terenului în talpa forajului, se utilizează un burghiu-sapă cu unghi mic de tăiere, iar încărcarea efectivă a plăcii se face numai după aplicarea unei presiuni echivalente sarcinii geologice).

CONCLUZII

1. Pe baza prelucrării rezultatelor obţinute prin determinarea directă pe teren a modulului de deformaţie, se confirmă valabilitatea coeficienţilor m, stabiliţi de autorii lucrării [7] pentru categoria pămînturilor prăfoase-argiloase. Această constatare permite — în etapa actuală — utilizarea cu suficientă siguranţă în calculul tasării construcţiilor a valorilor modulului edometric, amplificate cu coeficienţii m (diferenţiaţi în funcţie de argilozitatea şi porozitatea terenului).

2. În cazul stabilirii valorilor modulului de deformaţie edometric în domeniul presiunilor reduse (mai mici de 2 kg/cm^2), este necesară aplicarea unui coeficient de corecţie suplimentar $\frac{1}{\eta}$ pentru care se poate accepta — în mod acoperitor — valoarea $\frac{1}{\eta} = 1{,}2$.

3. În activitatea de cercetare geotehnică viitoare, se impune extinderea determinării modulului de deformaţie prin încărcări directe pe teren, la toate categoriile de pămînturi care apar în practica lucrărilor de fundaţii. Acumularea acestor rezultate va permite stabilirea mai riguroasă a corelaţiilor dintre valorile modulului de deformaţie obţinut pe teren şi în laborator, în vederea introducerii în calculele de tasare a unor caracteristici de compresibilitate cît mai semnificative.

Bibliografie

[1] Botea E., Pătrîniche M.: *Studiu asupra tasărilor la extinderile de silozuri ale C.S.V.P.A.*, Simposion INCERC *"Urmărirea tasării construcţiilor"*, Bucureşti, iunie, 1964.

[2] Neicu N., Mihăescu F., Mitrică C., Matei V., Tomescu J.: *Observaţii asupra tasării noilor construcţii de locuinţe şi social-culturale din oraşul Bucureşti*. Idem pct. [1].

[3] Gorbunov – Posadov M.I.: *Calculul construcţiilor pe mediu elastic*. Editura Tehnică, Bucureşti, 1960.

[4] Aghişev I.A.: *Zavisimosti mejdu poristostiu i modulem deformaţii, ustanovlennaia polevîmi ispîtaniami glinistîh gruntov*. Naucino-tehniceskii buleteni "Osnovania i Fundamenti", Nr. 20, 1957.

[5] Sveţ V.B.: *O dostovernosti opredelenia modulia deformaţii eliuvialnîh-glinistîh gruntov po danîm compresionîh ispîtanii*. "Osnovania, fundamenti i mehanica gruntov", Nr. 5, 1964.

[6] Botea E., Manoliu E.: *Consideraţii privitoare la problema estimării tasărilor construcţiilor*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, Nr. 4, 1965.

[7] Lehr H., Stănescu E., Luca E.: *În legătură cu introducerea calculului la stările limită în domeniul terenului de fundaţie*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii Nr. 12, 1965.

[8] Ignatova O.I., Miheev V.V.: *Issledovanie zavisimosti mejdu modulem deformaţii i fiziceschimi haracteristicami glinistîh alluvialnîh gruntov*. "Osnovania, fundamenti i mehanica gruntov". Nr. 4, 1965.

Alegerea numărului optim de cazane la instalaţiile de încălzire centrală

Ing. M. Ilina

Una din problemele spinoase care se întîlneşte la proiectarea centralelor termice de încălzire o constituie alegerea numărului optim de cazane. Fiind cunoscută sau determinată suprafaţa necesară de cazane, se pune problema alegerii numărului optim de cazane, astfel încît să fie asigurate condiţiile minime de confort (încălzire) sau condiţiile minime de lucru (nevoi gospodăreşti etc.), atît în regim normal de lucru, cît şi ca urmare a defecţiunilor apărute la unul din cazane.

Astăzi, fiecare institut de proiectare, în parte, rezolvă această problemă mai mult legat de experienţa acumulată în timp, bazîndu-se pe considerente practice. Rezultatele obţinute sînt sau nu sînt cele scontate, centralele termice fiind de multe ori subdimensionate sau supradimensionate.

Faţă de această situaţie, se cere ca, în alegerea numărului optim de cazane, elementul de bază să-l constituie calculul tehnico-economic. Factorii care intervin în aceste calcule sînt variabili şi în număr destul de mare, ceea ce face ca prinderea lor în calculul tehnico-economic să fie destul de greoi. În prezentul articol, s-a căutat ca, din multitudinea acestor factori, să se aleagă cei mai importanţi, cu ajutorul cărora să se pună bazele unui început al calculului tehnico-economic în alegerea numărului optim de cazane şi a construcţiilor lor.

Factorii care au fost luaţi în consideraţie în prezenta lucrare sînt:

— debitul de căldură pentru încălzire;

— debitul de căldură pentru nevoi gospodăreşti sau nevoi tehnologice şi ponderea lor în raport cu debitul de căldură pentru încălzire;

— felul clădirii (locuinţe, cămine, spitale, ateliere industriale etc.) care impune asigurarea unor condiţii minime de lucru sau confort;

— tipul cazanelor şi suprafaţa maximă de încălzire (pentru cazane tip „Metalica", suprafaţa maximă $s_c \leqslant 87{,}5$ m^2);

— necesitatea de a avea instalate cazane cu suprafeţe egale;

— natura combustibilului (gaze naturale, păcură etc.);

— natura defecţiunilor apărute la cazane şi timpul de remediere.

Modul cum intervin aceşti factori în calculul suprafeţei optime de cazane se va arăta mai jos, în partea de tratare a acestei probleme.

Suprafaţa totală necesară a cazanelor S_n se determină aplicînd formula:

$$S_n = \frac{c\,(Q_{iM} + Q_g)}{q_c} \qquad (1)$$

unde:

Q_{iM} este debitul maxim de căldură pentru încălzire, egal cu pierderile de căldură ale construcţiei (construcţiilor), calculate pentru ecartul maxim de temperatură ($\Delta t_M = t_i - t_e$);

Q_g — debitul de căldură necesar preparării apei calde pentru nevoi gospodăreşti sau nevoi tehnologice;

q_c — fluxul termic unitar cedat de cazane (kcal/m^{2}h);

c — constantă care ţine seamă de pierderile de căldură, de la centrala termică la consumator.

Prin defectarea unui cazan trebuie asigurată suprafaţa

$$S_{n-1} = \frac{c}{q_c}\,(Q_i + a\,Q_g) \qquad (2)$$

unde :

Q_I este debitul de căldură pentru încălzire, el putînd fi egal cu debitul maxim Q_{iM} sau cu debitul minim Q_i corespunzător unui ecart $t_m = t_i - t'_e$, t'_e fiind temperatura medie exterioară a lunii celei mai reci ;

a — coeficient, reprezentînd cota parte din debitul Q_g, ce trebuie asigurat în caz de avarie a unuia din cazane, pentru obţinerea condiţiilor de lucru $0 \leqslant a \leqslant 1$.

După natura şi felul clădirilor, în stabilirea suprafeţei S_{n-1}, se pot întîlni următoarele cazuri :

1. $S_{n-1} = f(Q_{iM})$ — cazul clădirilor unde încălzirea este considerată factor determinant (locuinţe, cămine, pavilioane administrative etc.). Apa caldă pentru nevoi gospodăreşti este considerată ca factor secundar. Determinarea numărului şi caracteristicilor cazanelor se va face funcţie de debitul de căldură Q_{iM}, astfel încît prin scoaterea din funcţiune a unui cazan — ca urmare a defecţiunilor — să fie asigurată încălzirea, adică

$$S_{n-1} = \frac{c}{q_c} Q_{iM}. \tag{3}$$

2. $S_{n-1} = f(Q_{iM}, a\,Q_g)$ — cazul clădirilor unde, pe lîngă debitul de încălzire Q_{iM}, trebuie asigurată şi o cotă parte din debitul Q_g (spitale, creşe, policlinici etc.). În acest caz, suprafaţa celor $n - 1$ cazane rămase în funcţiune, pe baza cărora se va determina numărul şi caracteristicile cazanelor, este dată de expresia :

$$S_{n-1} = \frac{c}{q_c} (Q_{iM} + a\,Q_g) \tag{4}$$

unde :

$$0 \leqslant a \leqslant 1.$$

3. $S_{n-1} = f(Q_I, Q_g)$ — cazul clădirilor unde debitul de căldură pentru nevoi tehnologice (Q_g) este factor determinant (ateliere industriale cu procese tehnologice speciale) şi trebuie asigurat în totalitate. Se cere asigurarea unui debit minim de încălzire (Q_I) şi debit maxim de căldură pentru prepararea apei calde necesare procesului tehnologic (Q_g), iar suprafaţa celor $n - 1$ cazane se determină cu formula :

$$S_{n-1} = \frac{c}{q_c} (Q_I + Q_g). \tag{5}$$

4. $S_{n-1} = f(Q_{iM}, Q_g)$ — la clădirile unde trebuie asigurate continuu, atît debitul maxim de încălzire, cît şi debitul pentru prepararea apei calde (Q_g) (clădiri cu destinaţie specială), indiferent de natura defecţiunilor. În acest caz, suprafaţa celor $n - 1$ cazane este dată de relaţia :

$$S_{n-1} = \frac{c}{q_c} (Q_{iM} + Q_g) = S_n. \tag{6}$$

Determinarea numărului optim de cazane şi a caracteristicilor lor se va face pe baza relaţiilor de mai sus, astfel încît să fie asigurate următoarele condiţii :

1. Numărul de n_c cazane să asigure suprafaţa necesară S_n

$$S_n \geqslant n_c \times s_c$$

s_c — reprezentînd suprafaţa unui cazan în m².

2. Numărul de $n_c - 1$ cazane să asigure suprafaţa necesară, astfel încît să fie asigurate condiţiile minime de lucru :

$$S_{n-1} \geqslant (n_c - 1)\, s_c.$$

3. Un cazan sau un grup de cazane să asigure pe timp călduros (fără încălzire) necesarul de căldură pentru nevoi gospodăreşti sau nevoi industriale :

$$S_g = n'_c \cdot s_c$$

unde :

$$1 \leqslant n'_c \leqslant n_c - 1.$$

4. Suprafaţa maximă a unui cazan luată în calcul să nu depăşească 100 m² (mai precis 87,5 m² la cazanele actuale tip „Metalica").

Analitic, determinarea numărului de cazane, respectiv a suprafeţei lor, se face astfel :

— suprafaţa unui cazan s_c este dată de relaţia :

$$s_c = S_n - S_{n-1};$$

— numărul de cazane :

$$n_c = \frac{S_n}{s_c} = \frac{S_n}{S_n - S_{n-1}}.$$

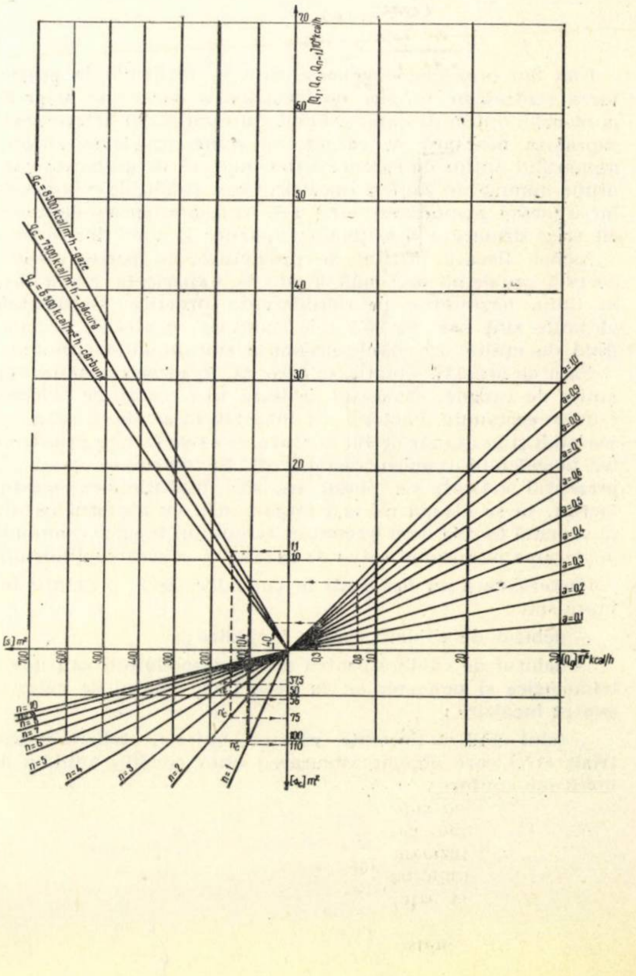
Expresiile analitice de mai sus au mai mult o importanţă teoretică, întrucît aplicarea lor în calculele practice duce, în majoritatea cazurilor, la rezultate eronate ; de exemplu : pentru diferenţa $S_n - S_{n-1}$ mare, se obţine un număr mic de cazane cu suprafeţe mult peste 87,5 m², iar pentru diferenţa $S_n - S_{n-1}$ mică, se obţine un număr mare de cazane cu suprafeţe mici.

Dat fiind cele arătate mai sus, se propune folosirea metodei grafo-analitice. Metoda constă în construcţia, într-un sistem de axe rectangulare, a unor familii de curbe, avînd ca bază relaţiile de la (1) la (6) (fig. 1).

1. $S_{n-1} = f(Q_{iM})$. Familiile de curbe care se construiesc au la bază relaţiile (1), (2), (3) şi sînt următoarele :

— Curbele q_c reprezintă fluxul termic unitar, cedat de cazanele „Metalica", funcţie de natura agentului termic şi de felul combustibilului. Ele sînt construite în zona limitată

Fig. 1



de cele două axe — axa absciselor OX', pe care sînt scrise suprafețele cazanului S în m², și axa ordonatelor OY, pe care sînt scrise debitele de căldură (Q_I, Q_n, Q_{n-1}) în kcal/h. Curbele q_c au fost construite incluzîndu-se și factorul de amplificare C, care ține seamă de pierderile de căldură pe traseu.

— Curbele n_c reprezentînd numărul de cazane. Ele sînt construite în zona limitată de cele două axe rectangulare, axa ordonatelor OY', pe care sînt scrise suprafețele s_c în m², și axa absciselor OX'.

2. $S_{n-1} = f\,(Q_{iM}, a\ Q_g)$. Familiile de curbe care se construiesc au la bază relațiile (1), (2), (4), ele fiind următoarele :

— Curba q_c și n_c reprezentînd fluxul de căldură al cazanelor, respectiv numărul de cazane. Construcția lor a fost descrisă mai sus.

— Curbele a reprezentînd cota-parte din debitul Q_g ce trebuie asigurată în caz de avarie, pentru obținerea condițiilor optime de lucru. Ele sînt construite în zona limitată de cele două axe, OY, pe care sînt înscrise debitele de căldură (Q_I, Q_n, Q_{n-1}), și OX, pe care sînt înscrise debitele de căldură pentru prepararea apei calde (Q_g).

Toate aceste familii de curbe au fost reprezentate în figura 1.

Pe baza relațiilor de mai sus și cu ajutorul diagramei se poate trece la calculul de determinare a numărului optim de cazane.

Calculul comportă două părți :

— *Calculul preliminar*, unde se stabilesc valorile teoretice ale lui n_c și s_c. Funcție de datele tehnice (Q_g, Q_{iM}, Q_n), se determină, folosind diagrama din figura 1, valorile preliminare ale lui n_c și s_c.

— *Calculul de verificare*, unde valorile teoretice n_c și s_c se compară cu alte valori mai mici sau mai mari, determinate astfel încît suprafața S_n și S_{n-1} să asigure aceleași condiții de lucru.

Etapele calculului sînt :

a. Se consideră suprafața totală a cazanelor S_n ca invariabilă, căutîndu-se a fi acoperită de un număr mai mic de cazane n'_c. În acest caz, suprafața unui cazan s'_c se mărește, schimbînd și valoarea lui S_{n-1}. Noile valori ale lui n'_c și s'_c se citesc în diagrama din figura 1, la intersecția perpendicularei coborîte din S_n cu curbele n_c.

b. Se consideră suprafața celor $n - 1$ cazane (S_{n-1}) ca invariabilă, iar noile valori ale lui n''_c și s''_c se stabilesc așa cum s-a arătat mai sus.

Pentru ușurința urmăririi calculului și a stabilirii concluziilor, calculele de verificare se vor centraliza într-un tabel de forma celui indicat la exemple.

În continuare se va studia fiecare categorie în parte, avîndu-se în vedere ipotezele și condițiile de funcționare a instalațiilor.

1. $S_{n-1} = f\,(Q_{iM})$. Funcție de raportul în care se găsesc debitele Q_{iM} și Q_g și ținînd seamă că din această categorie fac parte clădiri de tipul : locuințe, cămine, pavilioane administrative, în calculul de determinare a numărului optim de cazane, se vor studia numai cazurile $S_n > S_{n-1}$, iar valorile rezultate din calculul suprafețelor S_n și S_{n-1} să fie sensibil egale. Factorii care intervin în calcul sînt cele două debite de căldură Q_{iM} și Q_g.

Calculul preliminar

1. Determinarea suprafețelor S_n, S_{n-1}, S_g.

Din diagramă (fig. 1), cunoscînd Q_n, Q_{n-1} și Q_g, se determină, funcție de încărcarea termică a cazanelor q_c, suprafețele S_n, S_{n-1}, S_g și se notează pe axa OX'.

2. Determinarea valorilor teoretice ale lui n_c și s_c.

Din punctele S_n și respectiv S_{n-1}, se duc două drepte verticale în jos, prelungindu-se pînă intersectează curbele n_c în două puncte, care unite să dea o dreaptă paralelă cu OX'. La intersecția dreptei paralele cu verticala, obținută din S_n, se citește pe diagramă numărul teoretic de cazane n_c.

Suprafața corespunzătoare unui cazan s_c este dată de ordonata punctului de intersecție și se citește pe axa OY'.

Calculul de verificare constă în stabilirea valorilor optime pentru n_c și s_c, efectuînd calculele indicate mai sus.

Exemplul 1. Se cere să se determine numărul optim de cazane, la o instalație de încălzire centrală cu apă caldă, pentru un complex de locuințe, cunoscînd :

— necesarul de căldură pentru încălzire $Q_{iM} = 800\,000$ kcal/h ;

— necesarul de căldură pentru prepararea apei calde menajere $Q_g = 300\,000$ kcal/h ;

— combustibil gaze naturale.

În caz de avarie a unui cazan, se poate renunța la necesarul de căldură pentru prepararea apei calde menajere.

Rezolvare

A. Calcul preliminar.

a. Determinarea lui S_n, S_{n-1}, S_g.

Din diagrama din figura 1 pentru :

$$Q_n = Q_{iM} + Q_g = 800\,000 + 300\,000 = 1\,100\,000 \text{ kcal/h}$$

$$S_n \approx 150 \text{ m}^2$$

$$Q_{n-1} = Q_{iM} = 800\,000 \text{ kcal/h}$$

$$S_{n-1} \approx 110 \text{ m}^2$$

$$Q_g = 300\,000 \text{ kcal/h}$$

$$S_g \approx 41 \text{ m}^2.$$

b. Determinarea lui n_c și s_c.

Din diagramă se obțin pentru

$$S_n = 150 \text{ m}^2 \text{ și } S_{n-1} = 108 \text{ m}^2,$$

$$n_c = 4 \text{ caz. } s_c = 37{,}5 \text{ m}^2.$$

B. Calculul de verificare

b. 1. Determinarea lui n'_c și s'_c considerînd s_n invariabil

Tabela 1

Soluția	De asigurat			n_c n'_c n''_c	s_c s'_c s''_c	S_n	% fată de S_n	S_{n-1}	% fată de S_{n-1}	S_g	% fată de S_g	Observații
	S_n	S_{n-1}	S_g									
I	150	110	41	4	37,5	150	100	112	103	37,5	92	$S_n =$ const.
II				3	50	150	100	100	93	50	122	
III				2	75	150	100	75	70	75	185	
IV				2	56,5	168	108	109	100	54,5	130	$S_{n-1} =$ const.
V				3	110	210	140	109	100	110	270	

Din diagramă se obţine :

pentru $n'_c = 3$ $s'_c = 50$ m²
pentru $n'_c = 2$ $s'_c = 75$ m².

b. 2. Determinarea lui n''_c şi s''_c, considerînd s_{n-1} invariabil

pentru $n''_c = 2$ $s''_c = 56$ m²
pentru $n''_c = 1$ $s''_c = 110$ m².

Calculul de verificare este centralizat în tabela 1.

Din citirea tabelei 1 se observă că soluţiile III şi V se pot exclude, condiţiile asigurate sînt mult sub limitele de lucru. Rămîn în studiu soluţiile I, II şi IV.

Din punct de vedere tehnic soluţia I este cea mai bună. Fără majorarea suprafeţei totale S_n, se asigură, în perioada apariţiei unor defecţiuni, încălzirea în totalitate şi, parţial, apă caldă menajeră (în proporţie de 12 %). De asemenea, în perioada caldă, cînd se prepară apa caldă menajeră, un cazan acoperă în proporţie de 92 % necesarul de căldură.

Analizate cele trei soluţii, atît din punct de vedere tehnic, cît şi economic, se poate considera ca optimă soluţia II. Fără a majora suprafaţa S_n, se asigură încălzirea în perioada apariţiei defecţiunilor, în proporţie de peste 90 %, iar în perioada caldă, un cazan asigură, în proporţie de 122 %, necesarul de căldură pentru prepararea apei calde menajere. Dacă se ţine seamă şi de faptul că este puţin probabilă apariţia unei defecţiuni în perioada cu temperatura exterioară cea mai scăzută, condiţiile interioare, privind încălzirea, sînt asigurate în totalitate. Presupunînd totuşi, în cazul extrem, avarii în timpul cel mai friguros, datorită, pe de o parte, inerţiei termice a elementelor de construcţie, iar pe de altă parte faptului, că timpul remedierii defecţiunilor este foarte scurt, condiţiile interioare, temperatură, umiditate etc. rămîn, practic, neschimbate. Din punct de vedere economic se realizează economii în ceea ce priveşte spaţiul de montare, existenţa unui singur coş precum şi celelalte accesorii (conducte, vane etc.).

Soluţia IV asigură, în mare, aceleaşi condiţii tehnice ca şi soluţia II, însă cu o majorare a suprafeţei cazanelor S_n, ceea ce nu corespunde din punct de vedere economic. Pe lîngă cele arătate mai sus, mai pot fi luate în consideraţie următoarele :

— cazanele se pot forţa pînă la 9 000 – 9 500 kcal/m²h fără a le dăuna, mai ales că apariţia defecţiunilor la temperatură minimă exterioară nu este un caz frecvent ;

— în locul regimului de funcţionare intermitentă, se poate, în caz de avarie, lucra în regim permanent cu restul cazanelor ;

— eventual, în perioadele cînd încălzirea ar trebui întreruptă, se prepară apă caldă (acumulare).

2. $S_{n-1} = f(Q_{iM}, a\ Q_g)$. Din această categorie fac parte clădiri de tip : spitale, creşe, policlinici, ateliere industriale etc. Funcţie de valorile coeficientului a, se pot întîlni următoarele cazuri :

pentru $O \leqslant a < 1{,}0$ $S_n \approx S_{n-1}$;
pentru $O < a \leqslant 1{,}0$ $S_n > S_{n-1}$.

Calculul de determinare a numărului optim de cazane n_c este asemănător celui indicat la punctul A, folosind aceeaşi diagramă din figura 1.

În plus, la calculul preliminar pentru determinarea suprafeţei S_{n-1}, este necesară efectuarea unui calcul suplimentar pentru stabilirea valorii lui Q_{n-1}.

Se ştie că :

$$Q_{n-1} = Q_{iM} + a\ Q_g.$$

Pe diagrama din figura 1 se trec valorile lui Q_{iM} şi $a\ Q_g$; valoarea lui Q_{iM}, direct, ca fiind dată de problemă, iar Q_g, ca rezultantă a intersecţiei verticale, indicate din Q_g (de pe axa OX) cu dreapta a. Însumînd cele două valori înscrise pe axa OY, se obţine valoarea totală cu Q_{n-1}.

Exemplul 2. Se cere să se determine numărul optim de cazane la o instalaţie de încălzire centrală şi de preparare a apei calde pentru nevoile tehnologice ale unui spital, cunoscînd :

— necesarul de căldură pentru încălzire

$$Q_{iM} = 450\,000 \text{ kcal/h};$$

— necesarul de căldură pentru prepararea apei calde

$$Q_g = 300\,000 \text{ kcal/h};$$

— combustibilul folosit — gaze naturale ;

— agent termic — apă caldă ;

— în caz de defecţiune la unul din cazane, trebuie asigurat 50 % din debitul de căldură pentru prepararea apei calde ($a = 0{,}5$).

Rezolvare :

A. Calculul preliminar :

a. 1. Determinarea lui S_n, S_{n-1}, S_g.

Din diagrama din figura 1 pentru :

$$Q_n = Q_{iM} + Q_g = 450\,000 + 300\,000 = 750\,000 \text{ kcal/h}$$

$$S_n \approx 100 \text{ m}^2,$$

$$Q_{n-1} = Q_{iM} + a\ Q_g = 450\,000 + 150\,000 = 600\,000 \text{ kcal/h}$$

$$S_{n-1} = 81 \text{ m}^2,$$

$$Q_g = 300\,000 \text{ kcal/h}$$

$$S_g = 40 \text{ m}^2.$$

a. 2. Determinarea lui n_c şi s_c.

Din diagramă se obţine pentru :

$$S_n = 100 \text{ m}^2 \text{ şi } S_{n-1} = 81 \text{ m}^2$$

$$n_c = 7 \text{ cazane} \qquad s_c = 14{,}5 \text{ m}^2.$$

B. Calculul de verificare.

b. 1. Determinarea lui n'_c şi s'_c păstrînd $s_n = 100$ m²

Din diagramă se obţine :

pentru $n'_c = 6$ $s'_c = 16{,}5$ m²
pentru $n'_c = 5$ $s'_c = 20$ m²
pentru $n'_c = 4$ $s'_c = 25$ m²
pentru $n'_c = 3$ $s'_c = 33{,}5$ m²
pentru $n'_c = 2$ $s'_c = 50$ m²

Tabela 2

Soluţia	S_n	S_{n-1}	S_g	n_c n'_c n''_c	s_c s'_c s''_c	S_n	% faţă de S_n	S_{n-1}	% faţă de S_{n-1}	S_g	% faţă de S_g	Observaţii
I	100	81	40	4	25	100	100	75	93	50	125	s_n = const.
II				3	33,5	100	100	77	96	33,5	84	
III				2	50	100	100	50	63	50	125	
IV				4	27	108	108	27	100	54	135	s_{n-1} = const.
V				3	40	120	120	80	100	40	100	

Tabela 3

Soluții	S_n	S_{n-1}	S_g	n_c n'_c n''_c	s_c s'_c s''_c	S_n	% față de S_n	S_{n-1}	% față de S_{n-1}	S_g	% față de S_g	Observații
I	385	270	230	7	55	385	100	330	122	220	96	$S_n =$ const.
II				6	64	384	100	320	118	256	111	
III				5	77	385	100	308	115	221	96	
IV				4	96	286	100	288	107	$\frac{228^*}{192}$	$\frac{120}{83}$	
V				5	68	340	88	272	100	$\frac{272}{192}$	$\frac{118}{84}$	$S_{n-1} =$ const.
VI				4	90	360	93	270	100	$\frac{270}{180}$	$\frac{116}{70}$	

*) Fracția reprezintă la numărător suprafața corespunzătoare unui număr sporit de cazane (unul, două sau mai multe în plus) față de numitor.

b. 2. Determinarea lui n''_1 și s''_c, păstrînd $s_{n-1} = 81$ m².

Prin diagramă se obține :

pentru $n''_c = 5$ $s''_c = 16$ m²

pentru $n''_c = 4$ $s''_c = 20$ m²

pentru $n''_c = 3$ $s''_c = 27$ m²

pentru $n''_c = 2$ $s''_c = 40$ m².

Calculul de verificare este centralizat în tabela 2.

Se exclud de la început soluțiile cu 7, 6, 5 cazane ca fiind neeconomice.

Eliminînd și soluția III cu două cazane, întrucît ea asigură numai 63% din S_{n-1}, celelalte soluții asigură cam aceleași condiții de lucru.

Diferențele de citiri, provenite dintre soluția II și V cu privire la asigurarea condițiilor de lucru (S_{n-1}), sînt neînsemnate față de procentul de 20% care se dă suprafeței totale S_n, în cazul soluției V ; de unde rezultă că soluția II este optimă, atît din punct de vedere tehnic, cît și din punct de vedere economic.

3. $S_{n-1} = f(Q_i, Q_g)$. Din această categorie fac parte clădirile de tip industrial, unde procesul tehnologic impune asigurarea permanentă a debitului Q_g. Funcție de proporția dintre Q_i și Q_g se pot întîlni următoarele cazuri :

pentru $Q_i \ll Q_g$ $S_n \approx S_{n-1}$

pentru $Q_i \lesseqgtr Q_g$ $S_n > S_{n-1}$.

Determinarea numărului optim de cazane se face pe baza calculului preliminar și a calculului de verificare indicat mai sus.

Exemplul 3. Se cere să se determine numărul optim de cazane la o instalație de încălzire centrală de apă caldă, pentru nevoi industriale la un complex industrial, cunoscînd că :

— necesarul de căldură pentru încălzire calculat pentru :

$\Delta t_M = 40°\text{C}$ $Q_{iM} = 1\,000\,000$ kcal/h

— necesarul de căldură, nevoi tehnologice $Q_g = 1\,500\,000$ kcal/h

— combustibil folosit — păcură specială

— agent termic-abur de joasă presiune

— în caz de defecțiune a unui cazan, trebuie asigurat în totalitate debitul Q_g și încălzirea pentru condiții medii ($\Delta t = 30°$).

Rezolvare

A. calcul preliminar :

a. 1. Determinarea lui S_n, S_{n-1}, S_g.

Din diagrama din figura 1 pentru :

$$Q_n = Q_{iM} + Q_g = 1\,000\,000 + 1\,500\,000 = 2\,500\,000 \text{ kcal/h}$$

$S_n \approx 385$ m²

$$Q_{n-1} = Q_{iM}\frac{\Delta t}{\Delta t_M} + Q_g = 750\,000 + 1\,500\,000\frac{30}{40} = $$
$$= 1\,750\,000 \text{ kcal/h}$$

$S_{n-1} = 270$ m²

$Q_g = 1\,500\,000$ kcal/h

$S_g = 230$ m²

a. 2. Determinarea lui n_c și s_c.

Din aceeași diagramă se obține pentru :

$S_n = 385$ m² și $S_{n-1} = 270$ m²

$n_c = 7$ cazane și $s_c = 55$ m².

B. Calculul de verificare :

b. 1. Determinarea lui n'_c și s'_c considerînd S_n invariabil

$n'_c = 6$ $s'_c = 64$ m²

$n'_c = 5$ $s'_c = 77$ m²

$n'_c = 4$ $s'_c = 96$ m².

b. 2. Determinarea lui n''_c și s''_c, considerînd S_{n-1} invariabil

$n''_c = 4$ $s''_c = 68$ m²

$n''_c = 3$ $s''_c = 90$ m².

Calculul de verificare a condițiilor de lucru este centralizat în tabela 3.

Din analiza valorilor înscrise în tabelă, variantele IV și VI se pot exclude, avînd în vedere că suprafața unui cazan depășește 85 m².

Soluțiile I și II, cu un număr sporit de cazane, asigură aproape aceleași condiții pe care le putem obține cu un număr redus de cazane — soluțiile IV și V — deci și acestea se pot exclude.

Dintre soluțiile III și V, soluția III este cea mai bună, asigurînd, cu același număr de cazane, suprafața S_n, față de soluția V, unde suprafața S_n este asigurată numai în proporție de 88%. De asemenea, necesarul de căldură pentru nevoi tehnologice se poate asigura cu trei cazane, față de varianta V unde sînt necesare patru cazane.

În final trebuie subliniat, încă o dată, faptul că alegerea numărului optim de cazane este o problemă destul de complexă, ea depinzînd de foarte mulți factori, iar cuprinderea în calcul a tuturor factorilor este greu de realizat. Totuși, un pas în clarificarea și sistematizarea acestei probleme a fost făcut, prezenta lucrare putînd constitui un ghid în proiectare, în alegerea unei centrale termice cît mai eficiente și mai economice. Rămîne ca pe viitor această problemă să fie abordată și din alte puncte de vedere, luînd în considerație și alți parametri, astfel încît rezultatele să fie cît mai aproape de realitate.

Influența calității nisipului asupra nivelului tehnic al producției de geamuri

Ing. S. Almăjan și ing. C. Crupenschi

Defectele sticlei prelucrate sînt consecința unui proces complex de ordin fizico-chimic, care, fără a fi încă complet elucidat din punct de vedere științific, își are cauzele în însăși natura materiilor prime utilizate pentru elaborarea sticlei, în materialele refractare folosite la construirea cuptoarelor, cît și în tehnologia aplicată.

În afara unor defecte propriu-zise ale sticlei, cum ar fi pietre, noduri, ațe, bule gazoase etc., și care pot fi cauzate de materiile prime folosite, o serie de proprietăți fizico-chimice sînt direct legate de gradul lor de puritate și în special de impuritățile pe care le introduc în sticlă.

Astfel, fragilitatea, capacitatea de cristalizare, culoarea, transmisia sau absorbția luminii, rezistența la acțiunea unor agenți chimici depind de compoziția chimică a sticlei — respectiv de aportul pe care materiile prime îl aduc în definitivarea acestei compoziții.

La rîndul lor, condițiile tehnologice de elaborare și de prelucrare a masei vitroase sînt condiționate de componența și impuritățile materiilor prime.

În acest sens, se știe că, spre exemplu, procesul de topire, temperatura și limpezirea depind de componența și de granulația materiilor prime.

Temperatura și condițiile de prelucrare sînt la rîndul lor strîns legate de vîscozitatea masei vitrifiate.

Variații mici ale unor componenți sau abateri de la granulațiile prescrise aduc după ele modificări esențiale în calitatea produselor și în indicii tehnico-economici de exploatare.

Din aceste puncte de vedere, cu totul generale, studiul calității nisipului și al influenței pe care acesta o aduce la procesul de elaborare și prelucrare a sticlei, cît și în calitatea produsului finit, este deosebit de important, mai ales prin faptul că nisipul intrînd într-o proporție mare în amestecurile vitrifiabile, proporție care atinge pînă la 75% din acestea, are influențe deosebit de mari.

În cadrul lucrării de față nu se pot cuprinde toate aspectele teoretice și practice legate de această problemă, dar vor fi prezentate aspectele ei cele mai importante.

Înainte de a analiza problema propusă, legată de calitatea nisipului, este util să aruncăm o privire asupra fenomenului elaborării sticlei, fenomen denumit uzual de sticlar „topirea sticlei".

Prin topirea sticlei, înțelegem curent ansamblul foarte complex format dintr-o suită de fenomene de deshidratare, de disociere, de reacții chimice, de topire, de volatilizare și de dizolvare, care se termină prin transformarea materiilor prime într-un lichid care este sticla. Se poate vorbi de elaborarea sau formarea sticlei și nu de topirea ei, fuziunea fiind unul din fenomenele care se cuprind în acest complex.

Se înțelege că așa stînd lucrurile, caracteristicile sticlelor obținute depind direct de calitatea materiilor prime, că unele din defecțiuni se datoresc tocmai lor sau impurităților pe care le cuprind.

Turner și o serie de alți cercetători au studiat fenomenele legate de elaborarea sticlei, cercetări care au fost aprofundate de Kröger, în ceea ce privește sticlele calcosodice.

Rezultatele acestor cercetări arată următoarele :

— Carbonatul de sodiu și în general carbonații alcalini nu se disociază în măsură mare, decît după ce temperatura depășește punctul lor de topire. Tensiunea lor de disociere este variabilă în funcție de cantitatea de oxizi R_2O formați și dizolvați în R_2CO_3 ; aceasta se diminuează pe măsură ce descompunerea carbonaților progresează.

— Disocierea carbonatului de calciu și a celor similari este direct influențată de natura substanțelor intrate în amestec, de granulație și de condițiile de topire, în principal de temperatura și presiunea din cuptor.

Carbonatul de calciu poate forma cu carbonatul de sodiu un carbonat dublu $(CO_3)\ 2\,CaNa_2$ care se topește la 813° C.

La temperatura de fuziune se stabilește echilibrul $(CO_3)2\ CaNa_2 = CO_3Na_2 + CaO + CO_2$, disocierea devenind dependentă de concentrația și de tensiunea CO_2 format.

În această situație temperatura de disociere se ridică repede, pe măsură ce descompunerea avansează.

Astfel, la 75% descompunere, această temperatură atinge 1 300°.

În amestec rămîne astfel încă o cantitate importantă de CO_2 legată de CaO, care nu se elimină decît o dată cu reacțiile ce au loc cu SiO_2.

În sistemele SiO_2 — CO_3Na_2 reacțiile sînt foarte lente, pînă la apariția unei faze lichide, după echilibrul nestabil :

$$CO_3Na_2 + SiO_2 = SiO_3Na_2 + CO_2$$

sau echilibrul stabil

$$CO_3Na_2 + Si_2O_5Na_2 = 2\ (Na_2SiO_3) + CO_2.$$

Pentru sticlele de tipul calcosodic, disocierea se produce conform celor indicate mai sus, precizîndu-se că introducerea dolomitei nu aduce modificări esențiale în ceea ce privește natura reacțiilor descrise.

În ceea ce privește viteza de reacție, Kröger arată că se aplică formula lui Jander :

$$Kz = \left(1 - \sqrt[3]{\frac{100-x}{100}}\right)^2,$$

în care z este timpul de reacție,

x — cantitatea de material intrat în reacție, cu precizarea că, pentru sistemele complexe în care intră CaO, Na_2O, SiO_2 etc., relația devine logaritmică, respectiv :

$$Klnz = \left(1 - \sqrt[3]{\frac{100-x}{100}}\right)^2.$$

Notă : K este constantă de viteză.

Reacțiile de mai sus, astfel după cum s-a putut vedea, sînt de fapt reacțiile inițiale ale formării sticlei.

Din punct de vedere al nisipului, importante sînt reacțiile ulterioare, care duc la dispariția cuarțului. Aceasta este de fapt partea care ocupă cel mai lung timp din procesul de topire și este legată de proprietățile nisipului.

După studiile făcute de Daniltchenko, formarea silicaților inițiali se produce în numai 2 minute la 1450°, dar trebuie circa 40 de minute pentru a dizolva restul de circa 20% nisip, care mai persistă în acest moment.

Acest timp poate fi sensibil redus, dacă granulația nisipului are un diametru mai mic de 0,1 mm.

Jebsen-Marwedel, care au studiat acest fenomen, arată că granulele de nisip, în primă fază, din cauza temperaturii se dislocă, se fisurează.

Alături de reacțiile de la suprafața granulelor, se produce o acțiune și de-a lungul acestor fisuri, care este mult influențată de tensiunea superficială a lichidelor formate.

Procesul de dizolvare, produs la suprafața granulelor de nisip sau în fisuri, duce la o îmbogățire în silice împrejurul lor, fapt ce saturează topirea.

Höffler a arătat că împrejurul bobului de nisip se formează patru pelicule succesive și anume :

— la suprafața bobului de nisip, o peliculă de circa 20 μ grosime, conținînd 25% Na_2O și circa 5% CaO :

— o peliculă cam de aceeași grosime, avînd pînă la 11% alcalii, și prin care se realizează difuzia spre granulă ;

— o peliculă mai groasă bogată în alcalii ;

— o peliculă de sticlă nouă.

Această situație duce la o dizolvare foarte lentă a nisipului și în cazul unor granulații necorespunzătoare (prea fine sau prea mari) ; avem în acest caz o sursă de impurificare a masei de sticlă (bule gazoase în cazul nisipului fin sau nisip netopit în celălalt caz).

Dar, concomitent cu această acțiune de dizolvare care, așa cum s-a arătat, poate să fie sau nu completă în timpul topirii, nisipul suferă diferite transformări, altropice în principal, trecînd din cuarț α în cuarț β și apoi în cristobalit.

Acest proces începe de la suprafața granulei și avansează spre centrul ei. Densitatea cristobalitului fiind mai mică decît aceea a sticlei, se produce o ascensiune a granulelor de nisip, aflate în această stare, spre suprafața topiturii. Prin aceasta se reduce mult posibilitatea de reacție a acestor granule, fapt ce duce la o îmbogățire în silice. Aceasta este originea multora dintre defectele masei de sticlă, cum ar fi nodurile, vinele, ațele, striurile etc.

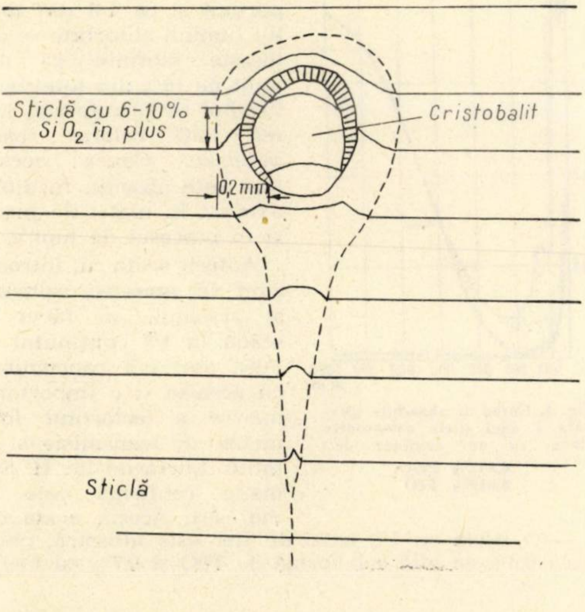
Cercetările întreprinse de Stokkink, Gillot, Pecriaux și alții au confirmat aceste fenomene, așa cum sînt reprezentate în figura 1.

În acest fel, în timpul topirii, intervine un proces de segregare silicioasă care generează sticlei numeroase defecte.

Acest proces este cu atît mai mare, cu cît granulațiile alese pentru nisip nu sînt corespunzătoare și concordante cu granulațiile restului de materii prime, cu temperatura de topire și, bineînțeles, cu compoziția șarjei de amestec.

Defecțiunile de omogenizare sau de stratificare, datorită transportului necorespunzător al șarjei, accentuează segregarea silicioasă din timpul topirii.

Fig. 1



Printre altele, este de la sine înțeles că granulele de nisip prea mari sau separate mecanic, neputînd reacționa cu fondanții, se transformă rapid în cristobalit, apar la suprafața sticlei, intrînd în curentul de lucru și ajungînd în acest fel în produs.

În același timp, ele, aflîndu-se în stadiul final de topire, sînt însoțite de o degajare abundentă de bule gazoase, care sînt preluate în produs.

Am prezentat cît mai scurt posibil cîteva aspecte din fenomenele elaborării sticlei și care, legate de granulația nisipurilor, vor putea da o imagine asupra felului în care aceasta influențează calitatea sticlei.

Se știe însă că nu numai granulația este determinantă pentru aprecierea unui nisip, ci, alături de aceasta, se impune atenției noastre și componența sa chimică. Din acest punct de vedere, conținutul în oxizi de fier este deosebit de important, dar asupra acestei probleme vom reveni mai tîrziu. Reluînd însă problema mărimii granulelor de nisip, trebuie să remarcăm că încă nu s-a creat o concepție unitară, cel puțin în stabilirea granulațiilor optime.

Kitaigorodski arată că, alături de mărimea granulelor luate ca atare, are o deosebită importanță și raportul dintre dimensiunile diferitelor granule, respectiv repartizarea granulometrică a nisipului. Un nisip cu o granulație omogenă permite, chiar cînd aceasta ar ieși din dimensiunile prevăzute sau s-ar plasa spre limita maximă sau minimă, reglarea procesului tehnologic în așa fel, încît să se realizeze o topire bună.

Omogenitatea granulometrică a nisipului elimină unele neajunsuri cum ar fi :

— tendința de separare,

— tendința de segregare,

— neomogenitatea masei sticloase.

Din punct de vedere al mărimii granulelor, normele sovietice indică pentru topirea în cuptorul vană următoarea repartiție :

— granule peste 0,833 — 0%,

— granule între 0,833 — 0,589 — 5%,

— granule sub 0,104 — 5%.

Rezultă că 90% din nisip trebuie să aibă mărimea bobului cuprinsă între 0,1 — 0,5 mm.

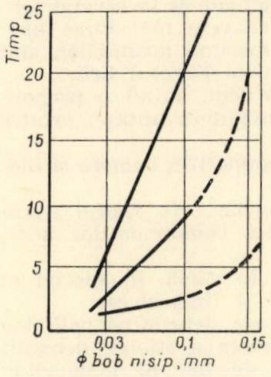


Fig. 2. Diagrama lui Kitaigorodski
I. granulație calcar 0,28 mm
II. granulație calcar 0,11 mm
III. granulație calcar 0,03 mm

Kitaigorodski arată că experimentările făcute, așa cum se vede în diagrama din figura 2, demonstrează că viteza de formare a sticlei este legată de mărimea granulelor de cuarț și legat de aceasta și de mărimea celorlalte materii prime.

Printr-o reducere a mărimii de la 0,28 mm la 0,03 mm, se obține o creștere a vitezei de topire de 13 ori.

Totuși, utilizarea nisipurilor prea fine apare ca neeconomică, producînd deficiențe de topire, spumare puternică și pierderi prin eliminări la coș, în urma prăfuirii. Altăuri de considerentele de mai sus, are importanță, așa cum arată Kitaigorodski, și forma granulelor. Granulele rotunde se dizolvă mai prost, în timp ce acelea colțuroase se comportă mai bine, avînd tendința de segregare redusă și oferind o suprafață de contact și de atac mai mare.

În ceea ce privește nisipurile fine și utilizarea lor, R. Schmidt și McSwiney le consideră ca neindicate, deoarece viteza de reacție este atît de mare, încît se formează o masă semitopită, cu vîscozitate ridicată, din care bulele gazoase, formate la topire, se degajă greu. Cu toate că timpul de topire este mai mic, durata totală de formare a sticlei este mai mare, pentru că trebuie mărit cu mult timpul de limpezire.

Schmidt consideră că optimul granulației este 0,1—0,5 mm, din care minimum 50% trebuie să fie cuprins între 0,4 — 0,5 mm.

În general, documentațiile tehnice ale unor țări vestice indică ca optim nisipul avînd granulele repartizate între 0,1 — 0,5 mm.

M.M. Fine lucrînd cu un nisip avînd mărimea granulelor :

— diametrul peste 0,5	1— 2%
— diametrul între 0,3—0,5 . . .	25—30%
— diametrul 0,17—0,3 . . .	30—40%
— diametrul 0,17	sub 30%
— diametrul sub 0,7	sub 1— 2%

a obținut o sticlă de butelii de o excelentă calitate.

Turner, la rîndul său, abordînd această problemă, consideră că părțile fine nu trebuie să depășească 40%, pentru că altfel se obține o sticlă foarte vîscoasă și foarte fragilă. Alături de aceștia există și o serie de alți cercetători, ca Schimmer, care consideră că maximul admis este nisipul cu mărimea de 0,2 mm.

În parte, această afirmație este confirmată de rezultatele unor experimentări făcute cu nisipuri, din care 60% avînd granulația 0,1—0,2 mm.

În ceea ce privește nisipurile din Republica Socialistă România, folosite pentru industria geamurilor și a sticlei, situația la principalele exploatări actuale se prezintă, din punct de vedere al granulației, astfel :

— Nisipul de Văleni (Frînghiești) este un nisip cu granulație fină, majoritatea nisipului avînd diametrul granulelor sub 0,2 mm. Loturile sînt neomogene, existînd variații de granulație de la lot la lot.

— Nisipul de Bufna — loturi mai omogene cu o granulație mai mare spre 0,2 mm.

— Nisipul de Crivineni — nisip fin circa 60%, avînd granulația cuprinsă între 0,075 — 0,15 mm.

— Nisip de Aghireș — loturi în general omogene cu circa 90% din granule repartizate între 0,2 — 0,4 mm.

— Nisip de Miorcani — loturi în general omogene cu circa 70% din granule repartizate între 0,25 — 0,4 mm.

— Nisip de Făgetul Erii — loturi în general omogene, avînd circa 50% între 0,3—0,5 mm și 30% între 0,1 — 0,3 mm.

Prin prisma interpretărilor actuale și la nivelul tehnologiei noastre, considerăm că cele mai bune nisipuri, din punct de vedere al mărimii granulelor, sînt nisipurile de Aghireș, Miorcani și Făgetul Erii.

Nisipurile de Văleni și Crivineni, avînd o preponderență în părțile fine, prezintă dezavantaje, printre care principalele sînt :

— pierderi prin prăfuire ; depuneri în camere și blocarea acestora ;

— aport mare de fier în sticlă, prin faptul că în părțile fine se află majoritatea componenților acestuia ;

— producerea de defecțiuni în sticlă, în special în ceea ce privește omogenitatea și limpezirea.

Trecînd la celălalt aspect, care determină calitatea nisipului și prin aceasta pe aceea a sticlei, deosebit de important este conținutul de fier al nisipurilor.

Obținerea sticlelor incolore și cu o transmisie a luminii ridicată nu poate fi concepută astăzi decît prin folosirea unor materii prime și, în special, a unor nisipuri cu conținut cît mai mic de fier.

Operațiile de înnobilare a nisipului au drept principal scop eliminarea fierului, tocmai pentru faptul că, prin ponderea mare pe care nisipul o are în șarjă, el aduce cel mai mare aport de fier în sticlă (circa 70—80% din oxidul de fier total).

Prezența fierului în sticlă este neadmisă pentru faptul că el determină o colorație nedorită și diminuează transmiterea luminii.

Fierul, după starea în care se află, colorează sticla în nuanțe de la galben brun pînă la verde și albastru intens.

Fierul se găsește în sticlă sub formă de ion feric sau feros (Fe^{2+} ; Fe^{3+}) putînd fi însoțit și de alți ioni metalici, care însă în total sînt în cantități mult mai mici decît fierul. Potrivit stării în care se află, el dă o anumită culoare sticlei. Dacă fierul este bivalent, deci sub formă de FeO, culoarea sticlei este albastră verzuie. În cazul că el este trivalent, deci Fe_2O_3, culoarea va fi galbenă. În fapt nuanța reală a sticlei este dependentă de raportul dintre cantitatea de oxizi de fier, respectiv de oxid feros (FeO) și feric (Fe_2O_3), existenți concomitent în sticlă.

S-a determinat, așa după cum arată Kitaigorodski, că oxidul feros (FeO) colorează sticla de 10 ori mai intens decît oxidul feric. Aceasta se explică și prin faptul că colorația albastră verzuie dată de oxidul feros este cuprinsă în partea de spectru la care ochiul omului este mai sensibil.

Teoriile moderne, și în special aceea emisă de Höstetter, demonstrează că în sticlă există un echilibru nestabil de transformare a compușilor de fier, conform ecuației :

$$Fe_2O_3 \rightleftarrows 2\,FeO + 1/2\;O_2.$$

Höstetter a determinat că echilibrul pentru acești oxizi se stabilește la temperatura de 1380—1400°C în favoarea formei bivalente, deci în forma FeO, care, în consecință, imprimă sticlei culoarea albastră-verzuie. Pentru a avea sticle bune, trebuie ca în această fază să intervenim printr-un proces chimic ajutător, în așa fel încît, printr-un aport de oxigen, să menținem în sticlă forma ferică, respectiv Fe_2O_3. Prin aceasta se evită culoarea supărătoare și pregnantă albastră și ea se poate realiza prin amestecuri oxidante. În ceea ce privește dependența nuanței culorii sticlei de raportul între cei doi oxizi de fier aflați în ea, s-a dovedit experimental că aceasta variază pentru diferite raporturi de amestec astfel :

— verde deschis în cazul că avem 23% FeO și 77% Fe_3O_2 ;

— albastru verzui în cazul că avem 39% FeO și 61% Fe_2O_3 ;

— albastru în cazul că avem 67% FeO și 33% Fe_2O_3.

Din studiile făcute de către Varguine și Weinberg rezultă că, în cazul unei sticle calcosodice obișnuite, absorbția specifică datorită Fe_2O_3 este :

— de 10 ori mai mică decît cea datorită FeO ;

— de 43 ori mai mică decît cea datorită Cr_2O_3 ;

— de 155 ori mai mică decît cea datorită NiO ;

— de 600 ori mai mică decît cea datorită CaO.

Autorii mai sus citați, studiind o sticlă plană fabricată în U.R.S.S., au prins în diagrame rezultatul analizei curbei absorbției spectrale pentru această sticlă, avînd constituția de bază calcosodică (fig. 3).

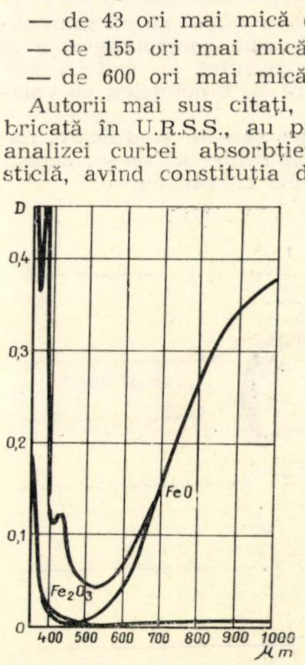


Fig. 3. Curba de absorbție spectrală a unei sticle calcosodice plană cu un conținut de :
0,042% Fe_2O_3
0,045% FeO

Aceasta demonstrează că aportul oxizilor de fier în absorbție este foarte important și că 1/3 din totalul luminii absorbite se datorește faptului că mai mult de 10% din totalitatea fierului se găsește sub forma FeO colorat foarte puternic. Cauza acestui fapt este absența mediului oxidant în materiile prime și în procesul de topire.

Autorii arată că, introducînd în amestec salpetrul și arseniul, au făcut să scadă la 1/3 conținutul de FeO, obținînd concomitent cu aceasta și o importantă mărire a factorului fotometric de transmisie a luminii. Lucrările lui H. Salmang confirmă cele de mai sus. Acesta arată că :

— O sticlă cu 1% oxizi de fier este albastră, chiar dacă 0,3% se află sub formă de FeO și 0,7% ca Fe_2O_3.

— În cazul unei sticle avînd suma oxizilor de fier de 3%, avem o colorație puternic albastră, în cazul cînd 2,3% este FeO și 0,7% Fe_2O_3 și verde cînd 0,7% este FeO și 2,3% Fe_2O_3. În diagrama din figura 4, se arată variația absorbției pentru anumite tipuri de sticlă, în funcție de conținutul de oxizi de fier. În diagrama lui Zsigmondy (fig. 5) se remarcă faptul că atunci cînd se face o decolorare a sticlei, aceasta are ca efect și o pierdere de transmisie a luminii. În afară de conținutul în oxizi de fier și raportul dintre ei, colorația sticlei este influențată și de către compoziția oxidă a sticlei. Se remarcă deplasări importante ale bandei de absorbție, care pot avea loc pentru o aceeași stare ionică și pentru o aceeași coordinație, în funcție de compoziția sticlei. Astfel, pentru sticlele acide, curba de absorbție specifică oxidului Fe_2O_3 are un maxim pronunțat pentru lungimea de undă de 380 mμ. Pe măsură însă ce conținutul de oxizi bazici crește, acest maxim dispare progresiv și limita bandei de absorbție se deplasează spre domeniul vizibil al sticlei. Alături de fier, care, prin colorația ce o imprimă sticlei, modifică esențial calitatea și criteriile de apreciere ale sticlelor, conținutul de aluminiu influențează în special tehnologia sticlei, aducînd modificări de vîscozitate și impunînd deci schimbări în procesul de prelucrare. Salmang a dovedit experimental, pe o sticlă avînd 17,4 Na_2O și 10,1% CaO, că variația conținutului de Al_2O_3 modifică temperatura de transformare astfel:

% Al_2O_3	— temp. de transf.
0	— 580°
1	— 586°
2	— 591°
3	— 592°
4	— 593°
5	— 601°
6	— 604°
7	— 605°
8	— 608°
9	— 610°
10	— 616°

Dată fiind importanța influență pe care impuritățile nisipului și, în special, conținutul de fier și aluminiu o au în ceea ce privește calitatea sticlei, normele străine prevăd pentru nisip condiții din cele mai severe. În general, pentru sticlele pretențioase, conținutul de Fe_2O_3 trebuie să fie sub 0,02%. Pentru sticlele industriale, limita maximă admisă se plasează la 0,05%. Pentru sticlele de oglinzi, de asemenea, nu se admite depășirea acestei valori, iar pentru sticla de geamuri, maximul admis este 0,08%.

Din acest punct de vedere, nisipul folosit în industria noastră de sticlă și, în special, aceea de geamuri nu este total corespunzător. Analizele sticlelor noastre arată conținuturi de Fe_2O_3 situate în jurul a 0,2%, fapt care explică în întregime culoarea pronunțată verzuie și transmisia slabă a geamurilor. Concomitent cu aceasta, variația de la lot la lot a conținutului de Al_2O_3 modifică condițiile de topire și de prelucrare și aduc în bună măsură defecțiunile mecanice ale geamului, în special ondulațiile. Nisipul de Văleni conține în zăcămînt de la 0,5—1,0% Fe_2O_3 și de la 1,5—3,5% Al_2O_3 repartizat, în majoritate, în fracțiunea cu granulația mai mică de 0,06 mm, în proporție de circa 30% în nisip. Spălarea și clasarea, aplicate pînă în prezent la acest nisip, nu au dus la realizarea unui nisip cu conținut sub 0,1% Fe_2O_3 și, în general, la nisipuri avînd între 0,15—0,25% Fe_2O_3. În aceste condiții, este explicabil conținutul mare de oxid de fier aflat în sticlă. Aplicarea unor metode mai avansate de înnobilare, cum ar fi clasarea verticală și flotația, au dus la realizarea unor loturi de nisip, avînd conținutul de Fe_2O_3 în jur de 0,1%. În acest scop s-au realizat stațiile de înnobilare de la Văleni.

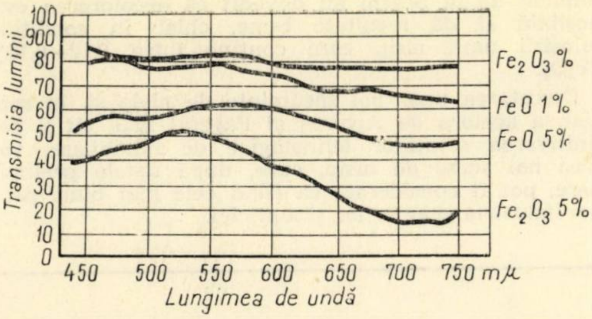


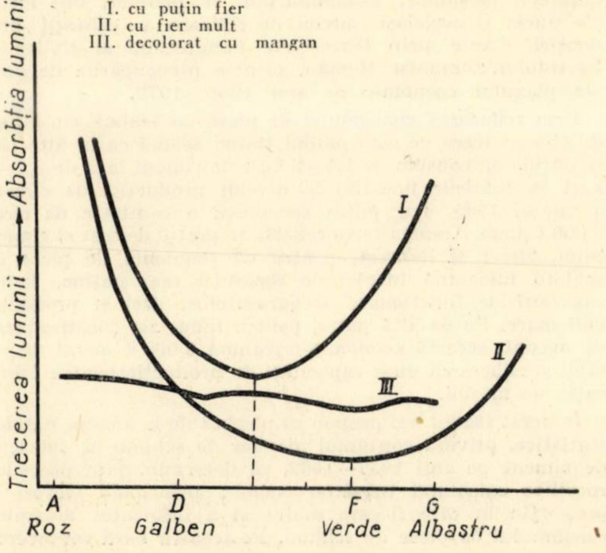
Fig. 4. Variația absorbției pentru anumite tipuri de sticlă în funcție de conținutul de oxizi de fier

Nisipurile de Crivineni au un conținut inițial de Fe_2O_3 mai redus și anume în jurul a 0,4%, iar pe acela de Al_2O_3 de circa 1%. Cu aplicarea metodelor de înnobilare, la acest nisip se obțin rezultate bune în sensul reducerii conținutului de Fe_2O_3, chiar sub 0,1%.

Nisipurile de Miorcani, Aghireș și Făgetul Erii au în general conținut de impurități mai mic și se pretează mai bine la înnobilare. Concluzia celor cîteva considerații pe care le-am prezentat este aceea că, față de calitatea nisipurilor de care dispune industria de geam, nu se poate obține în prezent o sticlă care să aibă proprietăți optice și fizico-mecanice corespunzătoare cerințelor tehnice actuale, decît dacă se va asigura livrarea constantă a nisipurilor de Văleni și Crivineni, cu conținuturi de Fe_2O_3 sub 0,1%.

Pretențiile calitative ale consumatorilor interni și externi au crescut și vor crește în permanență, astfel că se impune trecerea la folosirea unor nisipuri cu conținuturi de oxizi de fier, cel puțin sub 0,09%. Alături de aceasta, conținutul de Al_2O_3 trebuie să fie și el cît mai redus, în general sub 0,15%. Necesitatea folosirii de loturi de nisip omogene, din punct de vedere granulometric, trebuie considerată, din punct de vedere tehnologic, ca o condiție de primă și majoră importanță. Alături de aceasta, este indicat să se studieze și să se treacă treptat la șarje în a căror componență să se introducă oxidanți, spre a se trece fierul în forma maximă de oxidare și chiar la decolorare. Experimentările făcute la linia de geam

Fig. 5. Absorbția luminii la sticle conținînd fier (după Zsigmondy)



laminat de la Scăeni au dovedit că decolorarea este posibilă și dă rezultate bune, chiar în condițiile folosirii unui nisip care conține între 0,12—0,15% Fe_2O_3.

Cercetarea unor noi zăcăminte de nisip și, în special, a acelora de Aghireș și Făgetul Erii, cît și definitivarea soluțiilor tehnologice de înnobilare, vor crea noi surse de nisip, care, după datele preliminare, pot fi considerate ca fiind cele mai bune pentru industria geamurilor și a sticlei.

Bibliografie

[1] Kitaigorodski I. I. : *Tehnologia sticlei.* Vol. I și II, Traducere I.D.T.

[2] Salmang H. : *Die Glas fabrikation.* Springer Verlag — Berlin, 1957.

[3] Schmidt R. : *Der Praktische Glas Schmelzer.* Fachbuchverlag GM b H, Leipzig, 1953.

[4] Brehovskih S. M. : *Sticla în străinătate (fabricare și folosire).* Ed. Gosstroiizdat, Moscova, 1960.

[5] Gillot - Stokkink A.I. și Pécriaux G. : Symposium sur la fusion du verre, Bruxelles, Octobre 1959. — *Transformation des grains de sable pendant la fusion.*

Aspecte ale analizei consumului de piese de schimb în industria de ciment

Ing. S. Opriș

Prin specificul ei, industria de ciment este caracterizată nu numai de volumul mare al producției, ci și de un înalt grad de înzestrare mecanică și energetică : aproximativ 1 200 t utilaj și 2 000 kW putere instalată revin pe 300 t capacitate de producție zilnică la o fabrică de mărime mijlocie.

Fabricația cimentului necesită prelucrarea unor mari cantități de materie primă, circa 1,6 tone/tona de ciment, fărămițarea ei de la dimensiunea calcarului din natură la pulberea cea mai fină și trecerea acesteia prin procese de vitrifiere la 1450°C, pentru a obține clincherul de ciment. La rîndul său, clincherul este măcinat pînă la dimensiunea micronică a prafului de ciment. Dacă ținem seamă că toate aceste procese, pe scara întregii industrii actuale de ciment a țării noastre, se referă la cantități de peste zece milioane tone materiale de duritate ridicată, este suficient pentru a ne putea face o imagine generală despre varietatea și intensitatea forțelor și solicitărilor la care sînt supuse utilajele din industria de ciment, despre mărimea uzurilor fizice și, ca o consecință, despre volumul pieselor de schimb ce se consumă pentru întreținerea fabricii de ciment. Importanța și particularitățile producției cimentului subliniază rolul pieselor de schimb în atingerea indicilor de funcționare ai utilajelor, locul pe care trebuie să-l ocupe analiza consumului de piese de schimb în fabricile de ciment în cercetarea tehnico-economică privind economia de metal în general și în economia fabricării cimentului în special.

Folosirea judicioasă a resurselor materiale, economisirea materiei prime și a energiei, îmbunătățirea continuă a performanțelor mașinilor, ansamblurilor și pieselor, sînt laturi ale uneia și aceleiași sarcini de ridicare a calității producției, fixate prin Directivele Congresului al IX-lea al Partidului Comunist Român, printre preocupările de bază ale planului economic pe anii 1966—1970.

Prin reducerea consumului de piese de schimb cu 1 kg/t de ciment (ceea ce este posibil ținînd seamă că în alte țări se obține un consum de 1,5—2 kg/t de ciment față de 2,4—3 kg/t în fabricile noastre) la nivelul producției de ciment a anului 1965, s-ar putea economisi o cantitate de circa 5 000 t piese. Aceasta se va reflecta în prețul de cost al cimentului, direct și indirect, pentru că economia de piese de schimb înseamnă lucrări de reparații mai puține, indici superiori de funcționare ai agregatelor, deci și producție mai mare. Pe de altă parte, pentru industria constructoare de mașini, această economie înseamnă 5 000 t metal disponibil și eliberarea unor capacități de producție pentru fabricația de mașini.

În acest studiu îmi propun ca plecînd de la analiza datelor statistice, privind consumul pieselor de schimb în fabricile de ciment pe anii 1957—1962, să determin, prin procedee specifice calculului tehnico-economic, principalii factori și proporția în care fiecare dintre ei a influențat dinamica consumului de piese de schimb. Pe această bază voi încerca să stabilesc principalele direcții în care trebuie să se acționeze pentru reducerea în continuare a consumului de metal în exploatarea fabricilor de ciment.

Am ales spre analiză perioada anilor 1957—1962, pentru că, în această perioadă, indicii de funcționare ai agregatelor de bază (gradul de ocupare și indicele intensiv) deci și consumul de piese pe ansamblul industriei de ciment nu sînt influențați de schimbarea structurii utilajelor în funcțiune în perioada de comparație față de cea de bază; după anul 1962 au intrat în funcțiune treptat linii tehnologice de 800 t/zi, pentru care nu există perioade de comparație anterioare. Perioada anilor 1957—1962 este suficient de lungă pentru a reflecta just dinamica fenomenelor cercetate și se caracterizează prin aceea că în toată această perioadă volumul utilajelor de bază (mori și cuptoare) a rămas practic neschimbat în anul de comparație 1962 față de cel de bază 1957. Această împrejurare ușurează cercetarea, deoarece atît volumul producției cît și volumul pieselor consumate nu este practic influențat de schimbarea masei utilajelor.

ANALIZA CONSUMULUI DE PIESE DE SCHIMB PE PERIOADA 1957—1962

În tabela 1 este dată dinamica consumului de piese de schimb în fabricile de ciment din Republica Socialistă România pe anii 1957—1962.

Din datele acestei tabele rezultă următoarele :

1. Producția de ciment a crescut an de an, atingîndu-se în anul 1962 o producție de ciment (Q_1) cu 49% mai mare față de anul 1957. Păstrîndu-se condițiile neschimbate, ar fi trebuit ca în aceeași proporție să crească și consumul de piese. Acesta a crescut, dar într-o proporție mai mică față de creșterea producției, realizîndu-se în anul 1962 un consum cu numai 9% mai mare față de anul 1957.

Deoarece, așa cum am văzut, masa utilajelor în această perioadă a rămas practic neschimbată, înseamnă că, atît producția, cît și consumul de piese au fost influențate de factori ca : gradul de ocupare, indicele intensiv și calitatea pieselor.

Trebuie determinată tocmai proporția în care fiecare dintre acești factori a influențat consumul de piese.

2. Creșterea producției în proporție mai mare față de consumul de piese a determinat scăderea consumului specific total de piese de schimb cu 28%, de la 3,585 kg/t de ciment, în anul 1957, la 2,593 kg/t de ciment, în anul 1962.

3. Cu excepția consumului specific de roți dințate (*RD*), la care se înregistrează o creștere de 10%, scăderea consumului specific de piese de schimb în anul 1962, față de 1957, s-a realizat prin scăderea, în proporții diferite, a consumului specific la toate grupele de piese de schimb. Cele mai importante reduceri s-au înregistrat la piesele din fontă

și la blindajele din oțel manganos (47 %). Urmează piesele din oțel forjat și laminat (29 %), corpurile de măcinare (28 %), oțel carbon (18 %) și, în sfîrșit, roțile dințate, la care se înregistrează o creștere a consumului cu 10 %.

Ținînd seamă de gradul de prelucrare a diferitelor grupe de piese, ordinea ar putea fi următoarea: *OTM* ; *CM* ; *Fo* ; *OL* ; *OT* și *RD*, ordine crescătoare în raport cu gradul de prelucrare. Se poate observa că cele mai importante scăderi ale consumului specific au fost obținute la grupele de piese cu grad scăzut de prelucrare și treptat, o dată cu creșterea gradului de prelucrare a pieselor, scăderea consumului specific de piese este din ce în ce mai puțin pronunțată. Se ajunge chiar ca la piesele cu cel mai înalt grad de prelucrare, cum sînt roțile dințate, consumul specific să crească. Această observație poate constitui un prim semnal că, în domeniul pieselor de schimb prelucrate pentru fabricile de ciment, calitatea ar fi deficitară și, ceea ce este de subliniat, la piesele cu o prelucrare fină, cum sînt roțile dințate, avînd o mare importanță funcțională, calitatea pieselor evidențiază chiar o înrăutățire.

Consumul specific este un indice care exprimă un raport, și care, în cazul de față, poate fi dat sub forma generală :

$$C_s = \frac{M}{Q}, \qquad (1)$$

unde :

M este consumul de piese, pe o perioadă de timp, în tone ;

Q — producția de ciment pe aceeași perioadă de timp, în tone ;

C_s — consumul specific, pe perioada de timp considerată, în kg/t ciment.

Aceasta înseamnă că consumul specific de piese de schimb este determinat de :

a) nivelul consumului total de piese de schimb M în perioada la care ne referim, acesta la rîndul său este influențat, pe de o parte, de calitatea pieselor, iar pe de alta, de timpul de funcționare efectivă a agregatelor în perioada considerată ;

b) volumul producției de ciment realizate Q, producție ce este determinată, pe de o parte, de timpul de funcționare t a agregatelor, iar pe de altă parte, de producția orară p, realizată de agregate pe perioada de timp considerată. Deci :

$$Q = p \times t \text{ tone.} \qquad (2)$$

Deoarece datele statistice din tabela 1 exprimă de fapt rezultanta influenței factorilor amintiți asupra consumului total și a consumului specific de piese de schimb, este deosebit de important să stabilim în ce măsură fiecare dintre acești factori (calitatea pieselor, gradul ocupat, indicii intensivi ai utilajelor), luați în parte, au influențat consumul specific de piese. Aceasta ne va ajuta să stabilim în mod științific locurile în care persistă lipsuri, să descoperim rezervele interne pentru reducerea continuă a consumului de piese, să stabilim direcțiile în care trebuie să acționăm, în primul rînd, pentru o sensibilă reducere de metal în exploatarea fabricilor de ciment.

Pentru fabricile de ciment trebuie să ținem seamă de următoarele două condiții specifice :

1. Dacă calitatea pieselor și regimul de funcționare a agregatelor rămîn practic neschimbate, uzurile fizice, deci consumul de piese, vor fi proporționale cu timpul de funcționare a agregatelor (cu gradul de ocupare), realizat în perioada respectivă. Prin urmare dacă notăm cu :

t — timpul de funcționare a utilajelor, în perioada dată, în ore ;

i_t — indicele gradului de ocupare a utilajelor ;

indice 0 și indice 1 — datele referitoare la anul de bază 1957, respectiv cele referitoare la anul de referință 1962, putem scrie că indicele gradului de ocupare este :

$$i_t = \frac{t_1}{t_0}. \qquad (3)$$

Consumul de metal și producția, în anul de referință, față de anul de bază, vor fi :

$$M_1 = M_0 \frac{t_1}{t_0} = M_0 \, i_t, \text{ respectiv} \qquad (4)$$

$$Q = Q_0 \frac{t_1}{t_0} = Q_0 \, i_t, \qquad (5)$$

iar consumul specific de piese va rămîne constant, conform cu relația :

$$C_{s1} = \frac{M_1}{Q_1} = \frac{M_0 \, i_t}{Q_0 \, i_t} \frac{M_0}{Q_0} = C_{s0} = \text{constant.} \qquad (6)$$

2. Este caracteristic utilajelor de bază din industria cimentului (mori și cuptoare), ale căror consumuri de piese reprezintă ponderea cea mai mare, că în regim normal de funcționare, uzurile fizice, deci consumul de piese, rămîn aproximativ constante cu creșterea productivității orare a agrega-

Tabela 1

Consumul de piese de schimb în fabricile de ciment din țara noastră pe anii 1957—1962

	Grupa de piese	Simbol	Consumul de piese M în tone 1)						% $\frac{8}{3} \cdot 100$	Consumul specific $C_s = \frac{M}{0}$ kg/tona ciment						% $\frac{16}{11} \cdot 100$
			1957 M_0	1958	1959	1960	1961	1962 M_1		1957 C_{s0}	1958	1959	1960	1961	1962 C_{s1}	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Roți dințate	*RD*	201	254	272	344	312	329	164	0,085	0,099	0,096	0,113	0,094	0,094	110
2	Forjate și laminate	*OL*	921	910	1098	784	1169	1009	108	0,396	0,354	0,387	0,258	0,350	0,280	71
3	Oțel carbon turnat	*OT*	780	817	875	820	852	965	124	0,333	0,318	0,307	0,270	0,257	0,277	82
4	Fontă, din care :	*Fo*	919	936	1121	825	836	723	79	0,392	0,373	0,394	0,272	0,253	0,207	52
	— blindaje fontă dură		334	392	261	216	139	145	43	0,142	0,152	0,092	0,071	0,042	0,042	29
5	Piese din bronz	*Bz*	52	53	49	61	82	67	129	0,022	0,021	0,017	0,020	0,025	0,019	86
6	Blindaje oțel mangan	*OTM*	779	764	835	642	561	615	79	0,332	0,297	0,293	0,212	0,170	0,176	53
7	Corpuri de măcinare, din care :	*CM*	4748	4946	4943	4963	4379	5405	114	2,025	1,920	1,735	1,635	1,325	1,540	77
	— bile		2192	1862	1947	1950	1549	2350	107	0,935	0,727	0,684	0,642	0,468	0,674	72
	— biconice și cilpebsuri		2556	3084	2996	3013	2830	3055	119	1,090	1,193	1,051	0,992	0,837	0,866	86
8	Total consum de piese	*M*	8408	8680	9193	8439	8191	9113	108	3,585	3,392	3,229	2,780	2,747	2,593	72
9	Producția anuală de ciment (mii tone2))	*Q*	2354	2571	2831	3054	3308	3489	147							

1) După datele de evidență ale MIC—IAUPS

2) După Anuarul statistic al R.P.R. pe 1964

telor. Mai mult, la mori, uzurile se măresc cînd scade alimentarea morii, deci cînd scade productivitatea ei orară. Prin urmare, se poate afirma și admite că, în aceleași condiții de calitate a pieselor, orice creștere a producției pe seama creșterii indicelui intensiv se realizează practic fără consum suplimentar de piese de schimb. În aceste condiții, consumul specific de piese scade proporțional cu creșterea indicelui de productivitate (intensiv). Putem spune deci că, în condițiile creșterii productivității agregatelor, este valabilă relația :

$$M_1 = M_0 = \text{constant}, \tag{7}$$

iar :

$$C_{s1} = \frac{M_1}{Q_1} = \frac{M_0}{Q_0 i_p} = C_{s0} \frac{1}{i_p}, \tag{8}$$

unde :

i_p este indicele productivității orare a agregatelor și are ca mărime :

$$i_p = \frac{p_1}{p_0}, \tag{9}$$

în care p este productivitatea orară a agregatelor.

DETERMINAREA INFLUENȚEI CALITĂȚII PIESELOR ȘI A INDICILOR INTENSIVI ASUPRA NIVELULUI CONSUMULUI DE PIESE DE SCHIMB

Folosind datele din tabela 1 și ipotezele stabilite înainte, referindu-ne la anul de bază 1957 și la anul de comparație 1962, constatăm că volumul producției a crescut de :

$$i_Q = \frac{Q_1}{Q_0} = \frac{3\,489}{2\,354} = 1{,}47 \text{ ori}. \tag{10}$$

Pe de altă parte, din datele de evidență al M.I.C.—D.G.I.S. rezultă că, în aceeași perioadă de timp, indicele mediu ponderat de productivitate a agregatelor de bază a crescut cu circa 26% (adică $i_p = 1{,}26$), iar gradul de ocupare mediu ponderat al acelorași agregate a crescut cu circa 17% (adică $i_t = 1{,}17$).

Ținînd seamă de acestea și în conformitate cu formula (2) se confirmă că :

$$i_Q = i_p \times i_t = 1{,}26 \times 1{,}17 = 1{,}47. \tag{11}$$

În continuare, pentru simplificare, valorile tuturor caracteristicilor (M, Q, C_s) vor fi considerate egale cu 1, pentru anul de bază 1957 și cu valoarea indicelui lor, pentru anul de comparație 1962.

Dacă luăm ca bază consumul de metal M_0, din anul 1957, egal cu unitatea, potrivit formulei (4) și neglijînd alte influențe (calitatea pieselor etc.), ar fi trebuit ca în anul de comparație 1962 să avem un consum de metal calculat M_1' proporțional mai mare cu valoarea indicelui gradului de ocupare i_t, realizat pe aceeași perioadă, adică :

$$M_1' = M_0\ i_t = 1 \times 1{,}17 = 1{,}17.$$

În realitate, din tabela 1, rezultă că în anul 1962 consumul de metal a fost de :

$$M_1 = \frac{9\,113}{8\,408} = 1{,}08.$$

Diferența între consumul de piese calculat M_1' și cel realizat M_1 este egală cu :

$$M_1' - M_1 = 1{,}17 - 1{,}08 = 0{,}09, \text{ adică } 9\,\%\ ;$$

ea se explică prin influența altor factori, cum sînt îmbunătățirea calității pieselor, o mai bună gospodărire a pieselor de schimb, etc., în anul 1962 față de 1957. Prin urmare, datorită îmbunătățirii calității pieselor de schimb, consumul de piese, necesitat de sporul de producție obținut prin creșterea gradului de ocupare a agregatelor, a fost micșorat cu 9% în anul 1962, față de 1957.

Tabela 2

Variația consumului real de piese față de cel calculat

Nr. crt.	Grupa de piese	Consumul real de piese în anul 1962 $\left(\text{sub formă de indice}: \frac{1962}{1957}\right)$ M_1	Consumul de piese calculat (anul 1957 × ind. gradului de ocupare) $M_1' = M_0 \times 1{,}17$	Variația consumului real față de cel calculat $M_1 - M_1'$	Obs.
1	Roți dințate	$\frac{329}{201} = 1{,}63$	$1 \times 1{,}17 = 1{,}17$	+0,46	
2	Forjate și laminate	$\frac{1\,009}{829} = 1{,}23$	idem	+0,06	
3	Oțel turnat	$\frac{965}{780} = 1{,}24$	idem	+0,07	
4	Fontă	$\frac{723}{919} = 0{,}79$	idem	−0,38	
5	Bronz	$\frac{67}{52} = 1{,}28$	idem	+0,11	
6	Oțel manganos	$\frac{615}{779} = 0{,}79$	idem	−0,38	
7	Corpuri de măcinare	$\frac{5\,405}{4\,748} = 1{,}14$	idem	−0,03	
	TOTAL :	$\frac{9\,113}{8\,408} = 1{,}08$	$1 \times 1{,}17 = 1{,}17$	−0,09	

Potrivit formulei (8), indicii intensivi influenţează invers proporţional consumul specific de piese. Ar fi trebuit ca în anul 1962 să se obţină, faţă de anul 1957, următorul consum specific calculat :

$$C'_{s1} = C_{s0}\frac{1}{i_p} = 1 \times \frac{1}{1,25} = 0,80.$$

În realitate, conform datelor din tabela 1, consumul specific de piese obţinut în anul 1962 a fost de :

$$C_{s1} = \frac{M_1}{Q_1}\ \frac{1,08}{1,47} = 0,73,$$

iar reducerea efectivă a consumului specific în anul 1962, faţă de anul 1957, a fost de :

$$C_{s0} - C_{s1} = 1,00 - 0,73 = 0,27.$$

Aceasta înseamnă că reducerea consumului specific, datorită creşterii producţiei pe seama indicilor intensivi, este de :

$$C_{s0} - C'_{s_1} = 1,00 - 0,80 = 0,20,$$

iar diferenţa de :

$$0,27 - 0,20 = 0,07, \text{ adică } = 7\%$$

reprezintă reducerea suplimentară a consumului specific peste reducerea calculată, ca urmare a îmbunătăţirii calităţii pieselor de schimb, a gospodăririi lor mai bune în anul 1962, faţă de anul de bază 1957.

Din analiza de mai sus rezultă că partea mare a reducerii consumului specific pe total piese de schimb, în exploatarea fabricilor de ciment, s-a obţinut pe seama creşterii producţiei, prin îmbunătăţirea indicilor intensivi la agregate. Îmbunătăţirea calităţii pieselor a influenţat reducerea consumului specific, dar în mică măsură.

Pe grupe de piese, situaţia consumului real faţă de cel calculat, în raport cu indicele gradului de ocupare, este dată în tabela 2.

Din tabela 2 rezultă că, la grupele de piese cu prelucrare (roţi dinţate, piese forjate, oţel turnat, bronz), s-a depăşit consumul aferent creşterii gradului de ocupare a agregatelor, ceea ce confirmă observaţia făcută la început şi evidenţiază lipsurile în ceea ce priveşte calitatea acestor piese. Faptul că, pe total piese de schimb, se înregistrează o scădere a consumului faţă de cel aferent creşterii timpului de funcţionare a agregatelor, se datoreşte pieselor cu grad scăzut de prelucrare sau fără prelucrare, folosite în fabricile de ciment (piese din fontă şi blindaje din oţel manganos), la care consumul realizat în 1962 este simţitor mai mic decît cel calculat, ca urmare a îmbunătăţirii calităţii acestor piese în anul 1962 comparativ cu anul 1957 (introducerea blindajelor cu proeminenţe, îmbunătăţirea blindajelor de fontă, folosirea blindajelor cu bară şi autosortatoare etc.).

La grupa corpuri de măcinare, deşi consumul specific pe anul 1962 este cu 23% mai mic faţă de anul 1957, consumul real este cu puţin (—3%) sub cel calculat, ceea ce este o dovadă că la aceste piese nu s-a obţinut decît o uşoară îmbunătăţire a calităţii. Reducerea consumului specific de corpuri de măcinare se datoreşte îmbunătăţirii indicilor intensivi la mori, nu a calităţii acestor piese, mai ales la sortimentul de biconice şi cilpebsuri se vădeşte chiar o înrăutăţire a calităţii, consumul fiind în 1962 cu 19% mai mare faţă de o creştere a gradului de ocupare de 17%. Această situaţie ar putea fi explicată şi prin fabricarea de cimenturi de fineţe mai mare în anul 1962 faţă de 1957, dar nu în măsură să justifice în întregime situaţia nefavorabilă sesizată de această analiză.

Grupa roţilor dinţate prezintă cea mai nefavorabilă situaţie : o depăşire cu $\frac{0,46}{1,17} \times 100 = 39\%$ a consumului real faţă de cel calculat, ceea ce subliniază atenţia ce trebuie acordată îmbunătăţirii acestor piese. Importanţa acestei grupe rezidă, nu atît în ponderea ei în consumul total de piese, cît mai ales în valoarea şi în rolul roţilor dinţate pentru funcţionarea utilajelor, pentru realizarea unor indici de funcţionare superiori.

DETERMINAREA FACTORILOR ŞI A PROPORŢIEI ÎN CARE ACEŞTIA AU INFLUENŢAT VARIAŢIA CONSUMULUI SPECIFIC DE PIESE DE SCHIMB

Fie ΔC_s diferenţa consumului specific de piese al anului de comparaţie faţă de cel de bază, adică :

$$\Delta C_s = C_{s0} - C_{s1}. \qquad (12)$$

Pentru anul de bază, conform formulei (8), relaţia consumului specific de piese este :

$$C_{s0} = \frac{M_0}{Q_0} \frac{M_0}{t_0 \times P_0} = M_0 \frac{1}{t_0}\cdot\frac{1}{P_0}. \qquad (13)$$

Pentru anul de comparaţie, conform relaţiei (8), va corespunde un consum specific de piese egal cu :

$$C_{s1} = \frac{M_1}{Q_1} = \frac{M_1}{t_1 \times P_1} = M_1 \frac{1}{t_1}\cdot\frac{1}{P_1}. \qquad (14)$$

Înlocuind şi operînd în formula (12) valorile din formulele (13) şi (14) obţinem :

$$\Delta C_s = C_{s1} - C_{s0} = (M_1 - M_0)\frac{1}{t_0}\cdot\frac{1}{P_0} + \\ + M_1\left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_0}\right)\frac{1}{P_0} + M_1\frac{1}{t_1}\left(\frac{1}{P_1} - \frac{1}{P_0}\right), \qquad (15)$$

unde :

$(M_1 - M_0)\frac{1}{t_0}\cdot\frac{1}{P_0}$ reprezintă influenţa variaţiei consumului de metal;

$M_1\left(\frac{1}{t_1} - \frac{1}{t_0}\right)\frac{1}{P_0}$ reprezintă influenţa variaţiei gradului de ocupare;

$M_1\frac{1}{t_1}\left(\frac{1}{P_1} + \frac{1}{P_0}\right)$ este influenţa variaţiei producţiei orare a agregatelor.

Înlocuind în formula (15) valorile anului de bază 1957, egale cu unitatea, iar datele anului de comparaţie 1962 cu valorile indicilor respectivi, obţinem :

$$\Delta C_s = 0,73 - 1,00 = (1,08 - 1,00)\frac{1}{1,00}\cdot\frac{1}{1,00} + \\ + 1,08\left(\frac{1}{1,17} - \frac{1}{1,00}\right)\frac{1}{1,00} + 1,08\frac{1}{1,17}\left(\frac{1}{1,26} - \frac{1}{1,00}\right).$$

Făcînd operaţiile respective, rezultă că :

$$C_s = -0,27 = +0,08 - 0,16 - 0,19 \qquad (16)$$

sau, făcînd Cs = 100, vom obţine influenţa fiecărui factor, în diferenţa de consum specific de piese de schimb a anului 1962 faţă de 1957, exprimată în procente :

$$C_s = 100\% = +\frac{0,08}{0,27}100 - \frac{0,16}{0,27}100 - \frac{0,19}{0,27}100,$$

$$C_s = -100\% = +29\% - 59\% - 70\%. \qquad (17)$$

Această relaţie ne arată că reducerea consumului specific de piese de schimb, în fabricile de ciment din ţara noastră, în anul 1962 faţă de anul 1957, a fost influenţată de factorii consum de metal (*M*), timp de funcţionare (*t*) şi producţie orară (*p*) a agregatelor $\left(\text{pentru că}: C_s\frac{M}{Q} = \frac{M}{t \times p}\right)$ în următoarele proporţii :

— Consumul de metal a influenţat cu o creştere de 23% reducerea totală a consumului specific de metal. În această influenţă, se însumează creşterea de consum de piese de schimb, ca urmare a creşterii cu 17% a gradului de ocupare a agregatelor şi influenţa variaţiei calităţii pieselor de schimb, în perioada considerată. Deoarece, aşa cum rezultă din relaţia (16), în reducerea cu —27 procente a consumului specific, influenţa consumului de metal este de +8 procente (în loc de +17 procente cît ar fi corespuns creşterii gradului de ocupare), rezultă că şi alţi factori, cum sînt : mai buna gospodărire a pieselor de schimb, calitatea exploatării, a reparaţiilor şi a pieselor au influenţat favorabil consumul de metal, micşorîndu-l.

— Creşterea gradului de ocupare, adică durata de funcţionare (t) a utilajelor, a influenţat reducerea consumului specific cu o scădere de 59%. Scăderea consumului specific de metal, în anul de comparaţie, o dată cu creşterea gradului de ocupare, dovedeşte că utilajele (mai ales morile), în anul de bază, au funcţionat în regim normal cu tendinţe de mers în regim de gol, în timp ce, în anul de comparaţie, regimul de funcţionare a fost mai constant în regim normal de funcţionare (se ştie că în regim de gol uzura morilor creşte faţă de funcţionarea în regim normal). Aceasta subliniază necesitatea menţinerii constante a alimentării agregatelor şi adaptarea încărcăturii la mori după fineţea de măcinare (reglarea fineţei de măcinare să se facă în regim normal nu în gol).

— Creşterea productivităţii agregatelor a influenţat reducerea consumului specific de piese de schimb cu 70%. Aceasta arată că partea cea mai mare a reducerii consumului de piese de schimb în anul 1962 faţă de 1957 s-a datorat creşterii producţiei orare a agregatelor. Este de subliniat importanţa economică multilaterală a îmbunătăţirii continue a indicelui de exploatare a agregatelor, pentru că o dată cu sporul de producţie ce se obţine şi a influenţelor asupra cheltuielilor indirecte, creşterea volumului producţiei, pe seama creşterii producţiei orare, influenţează direct şi sensibil reducerea preţului de cost al cimentului într-un element al său (cheltuielile de reparaţii şi întreţinere), ce are o pondere de circa 25% în preţul de cost al cimentului (numai piesele de schimb revin la circa 27 lei/t ciment).

PONDEREA GRUPELOR DE PIESE ÎN CONSUMUL TOTAL

În sfîrşit, analiza consumului de piese de schimb trebuie să stabilească şi ordinea în care preocupările pentru reducerea consumului de piese de schimb trebuia să cuprindă diferitele grupe de piese de schimb, în raport cu locul pe care fiecare grupă îl ocupă în economia cimentului.

Criteriile ce se iau în consideraţie pot fi : ponderea fizică şi ponderea valorică a fiecărei grupe de piese în consumul de piese, respectiv în costul pieselor de schimb pe tona de ciment ; importanţa piesei pentru gradul de ocupare şi pentru producţia orară a agregatului ; efortul de achiziţionare a piesei (complexitatea execuţiei, durata ciclului de aprovizionare etc.) ; faptul dacă piesa se importă sau este produs în ţară.

În tabela 3 este dată ponderea fizică şi valorică a consumului de piese de schimb în consumul total de piese pe anu 1962.

Din această tabelă rezultă că :

1) Cea mai mare pondere fizică o au corpurile de măcinare, care reprezintă 59,12% din consumul total de pies de schimb pe tona de ciment. La distanţă mare urmeaz piesele din oţel forjat şi laminat şi cele din oţel turnat, car reprezintă 11,15%, respectiv 10,64% din consumul tota de piese. Roţile dinţate au o pondere fizică de numai 3,63

2) Ponderea valorică a corpurilor de măcinare, în consumu de piese de schimb pe tona de ciment, scade la 24%, cea pieselor forjate, laminate şi oţel carbon scade în jurul a 20% iar a roţilor dinţate creşte la 12,20%.

3) Ponderea fizică şi valorică a blindajelor din oţel manganos este apropiată : 6,76% faţă de 6,30%.

Vorbind despre preocupările pentru reducerea consumulu de metal la fabricaţia cimentului, primul loc trebuie să ocupe consumul de corpuri de măcinare ; din totalul de 2,59 kg piese/t de ciment, numai corpurile de măcinare reprezint 1,54 kg/t de ciment. În afară de aceasta, menţinerea îndelungată a formei corpurilor de măcinare are un important ro tehnologic, asigurînd producţia orară optimă a morii.

Dar, la fel de atentă trebuie să fie şi preocuparea pentru reducerea consumului de piese forjate, laminate şi din oţe turnat, a căror pondere valorică în consumul de piese est aproape la fel de mare ca şi a corpurilor de măcinare ; di cei 27,70 lei/t de ciment, cît reprezintă costul pieselor d schimb, circa 5,6 lei/t ciment reprezintă fiecare din grupel OL şi OT, faţă de 6,6 lei/t ciment cît este costul corpurilo de măcinare. În plus, înlocuirea pieselor din grupele OL ş OT necesită durate mari de reparaţii, deci opriri din producţi lungi şi cheltuieli ridicate.

Deşi grupa roţilor dinţate are o pondere fizică de aproap 20 de ori mai mică decît cea a corpurilor de măcinare, ponderea lor valorică este numai de două ori mai mică. Prin urmare preocuparea pentru reducerea acestui consum este determinată, atît de preţul lor ridicat (datorită complexităţii lor) cît şi de faptul că aceste piese influenţează gradul de ocupar a agregatelor, înlocuirea lor fiind legată de întreruperi mar din funcţiune.

Blindajele din oţel manganos (piese cu care se căptuşe morile în camera I şi II), deşi au o pondere fizică şi valoric relativ redusă în consumul de piese pe tona de ciment (în jur de 6,5%), sînt piese de o deosebită importanţă, pentru că

Tabela 3

Ponderea fizică şi valorică a consumului de piese de schimb în consumul total de piese pe anul 1962

Nr. crt.	Grupa de piese	Simbol	Consumul de piese pe anul 1962 (t)	Ponderea fizică a grupelor de piese în consumul total (%)	Consumul specific de piese kg/tona ciment (C_{s1})	Preţul mediu al pieselor (lei/kg)	Valoarea pieselor în preţul de cost al cimentului (lei/t ciment)	Ponderea valorică a grupelor în consumul total de piese pe tona de ciment (%)	Obs.
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Roţi dinţate	*RD*	329	3,63	0,094	32	3,40	12,20	
1	Forjate şi laminate	*OL*	1 009	11,15	0,280	20	5,60	20,10	
2	Oţel carbon turnat	*OT*	965	10,64	0,277	20	5,54	20,00	
3	Fontă din care :	*FO*	723	7,98	0,207	17	3,52	12,70	
4	— blindaje din fontă								
	dură		145	1,60	0,042	7	0,30	1,10	
	Bronz	*Bz*	67	0,72	0,019	68	1,29	4,50	
5	Blindaje din oţel	*OTMn*	615	6,76	0,176	10	1,76	6,30	
6	mangan								
	Corpuri de măcinare,	*CM*	5 405	59,12	1,540	4,3	6,65	24,00	
7	din care :								
	— bile		2 350	25,89	0,674	4,5	3,03	11,00	
	— biconice şi cilpebsuri		3 055	33,23	0,866	4,25	3,62	13,00	
	TOTAL :	M	9 113	100,00	2,593	10,64	27,70	100,00	

ele îndeplinesc, în afară de funcția mecanică, și o funcție tehnologică ; de forma lor depinde eficiența antrenării corpurilor de măcinare, deci producția orară a morii. Prin urmare, este important ca blindajul să-și mențină un timp cît mai îndelungat forma inițială, funcțiunea tehnologică, ceea ce asigură o ridicată productivitate orară și, prin aceasta, o reducere directă și indirectă a consumului specific de piese de schimb.

Iată de ce reducerea consumului de metal, în exploatarea fabricilor de ciment, trebuie abordată multilateral, atît din punctul de vedere al economiei de metal, cît și din punctul de vedere al economiei de mijloace bănești, atît din punctul de vedere al economiei de piese în general, cît și din punctul de vedere al economiei cimentului în special.

CONCLUZII

Din analiza consumului de piese de schimb, în exploatarea fabricilor de ciment, rezultă că eforturile pentru îmbunătățirea situației, privind consumul de piese de schimb în industria de ciment, trebuie dirijate cu precădere în următoarele direcții principale :

1. Îmbunătățirea calității corpurilor de măcinare, în scopul reducerii în continuare a consumului specific. Cu toată reducerea realizată în perioada analizată, consumul specific de corpuri de măcinare continuă să fie aproape de două ori mai ridicat decît cel ce se obține la nivelul celei mai înalte tehnici mondiale. Intensitatea preocupărilor se impune, nu numai pentru că această grupă de piese reprezintă fizic mai mult de jumătate din consumul de piese de schimb și valoric aproape un sfert din costul lor pe tona de ciment, dar și pentru că menținerea constantă în timp a sortimentului încărcăturii morii, ceea ce echivalează cu micșorarea uzurilor corpurilor de măcinare, este condiție de bază pentru obținerea unor producții ridicate la morile din industria cimentului. Trebuie folosite oțeluri de mărci superioare, prelucrări la cald și tratamente termice corespunzătoare, ceea ce va reduce sensibil consumul specific la aceste piese.

2. Perfecționarea pieselor de mare consum, care îndeplinesc în exploatare, o dată cu funcțiunea mecanică, și o funcțiune tehnologică, de care depinde direct nivelul productivității agregatelor (de exemplu, blindajele morilor cu bile). Tipurile perfecționate de blindaje, pentru camera I a morilor de ciment, trebuie să asigure o durată de exploatare de minimum 30 000 ore, păstrîndu-și la maximum capacitatea de antrenare a încărcăturii, pe întreaga perioadă de exploatare, față de 8 000—17 000 ore de exploatare, cît se realizează azi la cele mai răspîndite tipuri de blindaje din țara noastră. Trebuie extinsă corespunzător, la toate tipurile de mori, experiența fabricii de ciment Bicaz care, folosind un tip nou de blindaj (cu proeminență în cascadă și colți de antrenare), a obținut, la mori Ø 2,2×11, durate de exploatare cuprinse între 35 000 ore și 60 000 ore, la o productivitate a morilor superioară față de oricare tip de blindaj folosit înainte.

3. Îmbunătățirea calității pieselor prelucrate din oțel turnat și forjat cu înalt grad de prelucrare, cum sînt : roțile dințate, axele, rolele, inelele de rulare etc. Acestea, deși cu o pondere fizică relativ mică în consumul de piese, au o pondere valorică ridicată. Pe de altă parte, ceea ce este foarte important, înlocuirea pieselor defecte din această categorie este legată de oprirea îndelungată a agregatelor, iar menținerea în exploatare a acestor piese, de regulă cinematice, avînd o uzură oarecare, influențează nefavorabil asupra întregului mecanism, producînd vibrații, șocuri, ce duc la degradarea prematură a utilajului.

Trebuie insistat pentru îmbunătățirea prelucrării și tratării termice a oțelurilor. Consider nepotrivit modul în care proiectantul și uzinele constructoare de mașini au rezolvat problema defecțiunilor la reductoarele morilor de ciment de 1 000 și 1 600 kW. În acest exemplu, s-a reproiectat reductorul, creîndu-se unul de 1,5—2 ori mai greu decît tipurile similare din alte țări, deoarece defecțiunile din execuție au fost înlocuite prin o supradimensionare a utilajelor. Defecțiunile de execuție persistă însă și se fac văzute, atît în cazul reductoarelor, cît și la pinionul și coroana de antrenare, prin uzuri pronunțate și vibrații în exploatare.

Analiza a mai evidențiat că la roțile dințate, în perioada considerată, se constată chiar o înrăutățire a calității pieselor, ceea ce reflectă, nu numai necesitățile, dar și posibilitățile existente și urgența cu care trebuie abordată această problemă.

4. Îmbunătățirea continuă a indicilor de exploatare a utilajelor și, în primul rînd, a indicilor intensivi, a producției orare. Orice creștere a volumului producției de ciment, pe seama indicilor intensivi, înseamnă reducerea proporțională a consumului specific de piese de schimb. De aceea, problema reducerii consumului de metal nu trebuie abordată numai din punct de vedere al însușirilor mecanice ale pieselor de schimb, ci în strînsă legătură cu factorii tehnologici de care depinde producția orară a agregatelor cu influență directă asupra consumului specific de piese de schimb.

Ipsosuri românești utilizate la forme pentru obiecte sanitare din porțelan

Ing. D. Martaian
Fabrica de ipsos — Aghireș

Intrarea în producție a Fabricii de obiecte sanitare din porțelan — București a ridicat o serie de probleme ce au trebuit rezolvate pentru atingerea indicilor proiectați.

Cea mai mare parte din producție se obține pe linii de turnare mecanizate, primele de acest gen din țară. Liniile sînt echipate cu forme de ipsos în care se toarnă barbotina de porțelan. După absorbția apei și decofrarea formelor, produsele trec la uscare, se glazurează cu o glazură opacă, urmînd apoi arderea în cuptoare-tunel.

O garnitură nouă de forme de ipsos pusă pe conveierul de turnare intră în regimul normal de lucru abia după cîteva turnări. Pînă atunci, procentele de rebuturi sînt mari, iar cu schimbarea formelor se pierde circa o zi. Una din problemele ce trebuia soluționată a fost tocmai aceasta, de a lungi durata de utilizare a formelor, mărindu-se astfel numărul de turnări și obținîndu-se o producție mai mare.

În cele ce urmează vom prezenta modul cum s-a ajuns la creșterea numărului de turnări, atingîndu-se și depășindu-se cifrele proiectate.

La început s-a stabilit mecanismul de uzură a formelor și s-au observat defectele ce apar pe forme, în timpul utilizării lor, felul, natura lor, frecvența apariției lor etc.

Astfel s-au constatat următoarele :

1. După un timp, suprafața activă a formei, ce inițial a fost netedă, începe să prezinte neregularități (mici adîncituri de cîteva zecimi de mm, cu diametrul de 1—2 mm) și pori (cu diametrul pînă la 1 mm), pe produse apărînd negativul acestora sau, în unele cazuri, pori. De obicei neregularitățile de pe produse dispar la finisare, dacă nu sînt prea mari și în cantitate mare.

2. Într-o fază mai avansată de uzură a suprafeței active numărul produselor, care încep să prezinte crăpături la

uscare, mai ales la sifon (lavoare), crește, și aceasta se datorește absorbției diferite în diversele locuri ale formei, produsul avînd la decofrare umiditate diferită în diverse porțiuni și fiind mai sensibil, atît la uscare, cît și la variația proprietăților barbotinei. Diferențele de absorbție a formei de ipsos pot merge pînă la 4% și aceasta datorită profilului formei mai mult sau mai puțin complicat care face ca uscarea să nu se producă uniform.

3. Formele își reduc absorbția, cu timpul, din cauza reacției între Na_2CO_3 sau Na_2SiO_3 (electroliți din barbotină) și $CaSO_4$ din forme, formîndu-se $CaCO_3$ sau $CaSiO_3$, care precipită în capilarele formei, colmatîndu-le. Cantitativ, acest precipitat scade de la interior către exteriorul formei.

S-a determinat prin analize că după circa 50 de turnări, pe suprafața activă a formei, procentul de $CaCO_3$ secundar este de 2—4%.

În urma reacției se mai formează Na_2SO_4, care apare ca eflorescențe pe partea exterioară a formei.

Reacția decurge după următoarea ecuație:

$$Na_2CO_3 + CaSO_4 = CaCO_3 + Na_2SO_4 \quad \text{sau}$$

$$Na_2SiO_3 + CaSO_4 = CaSiO_3 + Na_2SO_4$$

4. O dată cu reducerea absorbției, uscarea formei se face mai greu.

5. Datorită modului de prindere a celor două jumătăți de forme de lavoare (sifonul și capacul) cu scoabe de oțel, la contactul cu scoabă, forma se uza, prezenta o adîncitură și apoi se rupea. Astfel, circa 15% din forme trebuiau înlocuite pe parcurs cu altele noi. Deoarece formele vechi și noi au absorbții diferite, rezultă o mărire a numărului de rebuturi. Prin aplicarea pe brațele scoabelor a unor plăcuțe de P.V.C. moale, această greutate a fost înlăturată.

Neuniformitatea formelor (fabricate din același ipsos) se poate datora și dozajului diferit ipsos-apă, de la o formă la alta, care nu se poate face exact ''după ochi'', timpului neuniform de presărare a ipsosului în apă și timpului de amestecare neuniform.

Pentru unele din aceste cauze, sau pentru toate cumulate, formele sînt scoase din uz.

Formele lucrează în condiții optime dacă înainte de turnare au umiditatea de 15—17%. După absorbția apei din barbotină, au circa 22% umiditate. În general, creșterea umidității formei, datorită apei absorbite din barbotina de porțelan, este de 5—7%.

În baza observațiilor făcute la F.O.S.P.-București și la alte fabrici, numărul de turnări, după care apar defectele semnalate, este în funcție de mai mulți factori, și anume:

I. REZISTENȚELE MECANICE ALE IPSOSULUI

S-a constatat că între rezistența la compresiune (finală) a ipsosului și numărul de turnări este o legătură liniară, mai mare în cazul ipsosurilor mai rezistente.

II. FINEȚEA DE MĂCINARE A IPSOSULUI

Crescînd finețea, ipsosul devine mai omogen și eventualele materiale străine din compoziția lui, fiind de dimensiuni mai mici (în cazul că se desprind din formă, golul rămas este mic), neuniformitatea suprafeței va fi mai puțin vizibilă. La o finețe înaintată peste limita de finețe exprimată prin rest pe sita 0,75 (STAS 1077—50) — 0%, rest pe sita 0,20—0%, rest pe sita 0,09—10%, în mod practic nu se face simțit efectul materialelor străine, dacă se află sub un procent de 5—6%.

III. PURITATEA IPSOSULUI

Defectul semnalat la punctul 1 apare mai tîrziu, în cazul ipsosului mai pur, datorită faptului că nu există bucăți de material care să se desprindă cu ușurință, lăsînd un gol în formă.

IV. MODUL DE CONFECȚIONARE A FORMEI

Este important timpul de presărare a ipsosului în apă și timpul de amestecare. Dacă presărarea se face prea repede, se va obține o pastă neomogenă, cu cocoloașe. Același efect poate apărea dacă timpul de amestecare nu este optim (stabilit exprimental în funcție de cantitatea de pastă ce se prepară și de utilajul folosit), cu observația că la o amestecare mai îndelungată începutul prizei se scurtează atît de mult, încît pasta nu mai poate fi turnată în modelul de reprodus. La ipsosul care se întărește nu este permisă deranjarea structurii formate din cristalele de $CaSO_4 . 2H_2O$, deoarece duce la însemnate diminuări ale rezistențelor mecanice. La forme făcute din același ipsos, dozajul neuniform ipsos — apă duce la un timp de priză diferit și la absorbții diferite.

V. MODUL DE USCARE A FORMEI

Uscarea cea mai bună este cea naturală, într-un mediu cu temperatură de 20—28°C și umiditatea relativă 20—50%, lipsit de curenți de aer. După 3—4 săptămîni se obțin forme uscate cu umiditatea sub 0,8%. La orice scurtare a acestui termen, printr-o uscare forțată (uscătoare), ciclul de utilizare scade apreciabil, uneori pînă la jumătate.

VI. **PENTRU A NU DA REBUTURI LA PRIMELE TURNĂRI**, formele trebuie udate pînă la umiditatea de circa 15%.

F.O.S.P.-București are o secție de turnătorie manuală unde se toarnă o dată pe zi, uscarea formelor făcîndu-se între turnări în decurs de 20 ore, în condițiile de lucru ale halei, arătate la punctul V. Acestea rezistă cu 47,5% turnări mai mult, în comparație cu cele de la liniile de turnare mecanizate, unde se fac două turnări pe zi, uscarea efectuîndu-se în uscătoare, în decurs de cîteva ore, la temperatura de circa 45—48°C.

Atît în cazul uscării formelor în timpul utilizării lor, cît și al celor nou confecționate, se observă deci o scurtare a duratei lor de folosire, dacă temperatura de uscare este mai mare (uscarea se face în timp mai scurt).

O caracteristică foarte importantă a formelor este absorbția, determinată mai ales de porozitatea lor.

La prepararea pastei de ipsos, în vederea confecționării formelor de lucru, pentru obținerea unei fluidități corespunzătoare, necesare turnării, apa ce se adaugă ipsosului este egală cu apa pentru pasta de consistență normală (determinată conform STAS 545—59) multiplicată cu factorul 1,33.

Astfel, dacă apa de amestecare pentru pasta de consistență normală este 57 ml/100 g ipsos, cea necesară pentru confecționarea formelor este 57 × 1,33 = 76 ml/100 g ipsos, în care caz raportul ipsos/apă din pastă va fi 1,32.

Porozitatea formelor depinde în special de acest raport, de care trebuie să se țină seamă neapărat.

Variația absorbției și a porozității, pentru diverse rapoarte ipsos/apă, la un ipsos avînd apa de amestecare pentru pasta de consistență normală 55 ml/100 g ipsos și finețea de măcinare caracterizată prin rest pe sita 0,75—0%, sita 0,20—0,9% este dată în tabela 1.

Tabela 1

Raportul i/a / Absorbția și porozitatea	1,4	1,3	1,2	1,1
Absorbția în benzină	32,0%	34,8%	35,9%	40,9%
Porozitatea calculată	42,2%	45,8%	47,2%	53,8%
Absorbția în apă	32,9%	38,3%	41,6%	47,6%
Porozitatea calculată	32,9%	38,3%	41,6%	47,6%

Epruvetele au avut formă de cub cu latura de 50 mm și au fost ținute în benzină sau apă pînă la greutatea constantă, circa 3 zile, la temperatura de 20°C. Determinarea absorbției în apă s-a executat cu apă distilată. Valorile obținute la determinarea absorbției în apă sînt mai mici decît cele reale din cauză că $CaSO_4.2H_2O$ este solubil parțial în apă.

S-a determinat variația rezistenței la tracțiune pentru epruvete din ipsos, avînd rapoartele ipsos/apă arătate

Această variație indică în general și variația rezistențelor mecanice (tabela 2).

Tabela 2

Raportul i/a / Rez:stența la tracțiune	1,78	1,4	1,3	1,2	1,1
După 1 zi, kgf/cm²	17,2	11	10	9	8
După 7 zile, kgf/cm²	26	21	20	17	14

Raportul ipsos/apă 1,78 corespunde la pasta de consistență normală.

Se observă că la micșorarea raportului ipsos/apă crește absorbția formelor, dar scad rezistențele mecanice.

În vederea asigurării unei viteze de lucru normale la turnarea mecanizată, s-a constatat că absorbția în benzină (d = 0,76) trebuie să fie de cel puțin 30 %.

În urma observațiilor, s-a căutat ca ipsosul să fie mai bine adaptat nevoilor F.O.S.P., prin modificarea tuturor caracteristicilor calitative, în vederea obținerii unui număr mai mare de turnări. Astfel sînt necesare, mai ales, creșterea rezistenței la compresiune și reglarea apei de amestecare pentru pasta de consistență normală, cu menținerea unei finețe de măcinare cît mai avansate.

În urma încercărilor s-a obținut ipsos cu rezistențe mecanice mai mari decît cele de pînă acum sau decît ale mostrelor de ipsosuri străine de care s-a dispus.

Redăm în tabela 3 cîteva din aceste ipsosuri de modelat.

La fabrica de ipsos ,,Rapid'' din Aghireș, s-a studiat influența factorilor tehnologici asupra calității ipsosului, stabilindu-se parametrii optimi.

Lucrînd cu acești parametri, în prezența unor adaosuri în șarjă, s-au obținut ipsosurile arătate în tabela 3, nr. 7 și 8. Ipsosul cu rășini sintetice (tabela 3, nr. 9) a avut rezistențe mecanice record (344 kgf/cm² la compresiune după 7 zile, față de 100 kgf/cm² cît prevede STAS 545—59 pentru cel mai rezistent ipsos). Rășina adăugată în cantitate de 1 %, față de ipsos, reduce porozitatea cu circa 2 %.

Ipsosurile nr. 7 și 8, utilizate pentru forme de obiecte sanitare din porțelan (lavoare), au dat un număr de 84 pînă la 90 de turnări, în comparație cu ipsosurile celelalte care au rezistat la un număr de turnări sub 60.

*Tabela 3 *)*

Proveniența și anul / Caracteristica	Anglia 1964	Franța 1965	Turda 1964	Turda 1964	Aghireș				
					1964	1964	1964	1965	1965 **)
	1	2	3	4	5	6		8	9
FINEȚEA DE MĂCINARE									
— rest pe sita 0,75 %	0	0	3,02	0,05	0	0,04	0	0	0
— rest pe sita 0,20 %	0,1	0,65	6,00	1,22	0,27	1,44	1,2	0,9	0,9
APĂ DE AMESTECARE PENTRU PASTA DE CONSISTENȚĂ NORMALĂ, ml/100 g ipsos	45	48,6	50	50	52	55	50	52	50
PRIZA									
— început, minute	12	44	4	9	10	10	5	8	8
— sfîrșit, minute	23	60	9	15	25	20	13	16	14
REZISTENȚĂ LA TRACȚIUNE kgf/cm²									
— după 1 zi	20,3	13,9	14,9	18,5	18,5	15,6	17,4	16,9	16,3
— după 7 zile	32,6	24,3	22,3	28,6	29,5	23,7	35,0	32,8	39,2
REZISTENȚA LA COMPR. kgf/cm²									
după 1 zi	114	55,9	95	91	95	93	87	127	110
după 7 zile	167	114,9	126	125	166	161	266	278	344

*) Determinările aparțin I.P.C.M.C. — București

**) Cu adaos de 1% rășini sintetice

Dacă s-ar putea respecta toate condițiile necesare confecționării, uscării, utilizării formelor, din care amintim ca fiind mai importante: dozajul ipsos — apă uniform, pasta de ipsos bine omogenizată, uscarea formelor noi la temperatura de 20...28°C, și evitarea deteriorărilor mecanice în timpul utilizării, numărul de turnări s-ar putea mări mai mult, acest lucru avînd influențe favorabile asupra cantității produselor fabricate, productivității muncii și prețului de cost.

Nădăjduim că experiența dobîndită la Fabrica de obiecte sanitare din porțelan-București, în urma colaborării cu Fabrica de ipsos din Aghireș, va putea fi de folos și altor întreprinderi.

STUDII ŞI CERCETĂRI

Observaţii asupra unor construcţii de pe litoral privind coroziunea în climat marin

Ing. D. Moraru şi ing. I. Barbu
INCERC

I. INTRODUCERE

Observarea unor degradări care au apărut în diferite ţări la elemente de construcţii din materialele cele mai diverse (beton, beton armat, beton precomprimat şi construcţii metalice din oţel), elemente expuse fie direct acţiunii apei de mare, fie climatului marin, a pus problema ca şi în ţara noastră să se întreprindă o acţiune organizată, pe baze ştiinţifice, de urmărire şi combatere a eventualelor coroziuni ce pot apărea.

În Belgia există la Ostende un poligon experimental, organizat în urmă cu 30 de ani, de prof. Campus de la Universitatea din Liège, care pînă în prezent a obţinut cele mai aprofundate observaţii (fiind şi cele mai vechi) asupra betonului şi betonului armat.

În R. F. Germană, există de asemenea astfel de poligoane pe insulele Borkum, Sylt şi Helgoland şi în portul Wilhelmshaven din Marea Nordului, unde de 15 ani se urmăreşte comportarea unor elemente de beton armat supuse unor stări de efort care să provoace variate deschideri ale fisurilor, încît să se determine limita de fisurare admisibilă în climatul marin.

De asemenea în U.R.S.S şi R.P. Chineză (la Canton) există organizate astfel de cercetări; Franţa a organizat poligoane la Marsilia, La Rochelle, Cannes şi Biarritz.

S.U.A. posedă mai multe staţiuni experimentale la Cape Cod (Massachusetts), la Salt Lake City (statul Utah), St. Augustine (Florida), Corona del Mar, Los Angeles şi New Port Beach (California). Staţiuni experimentale organizate sub egida statului, a unor firme constructoare şi a unor universităţi există în Italia, Anglia etc.

În ţara noastră există trei asemenea mici poligoane organizate de departamente sau institute departamentale, comasate pe acelaşi teritoriu (circa 1 500 m^2) la Agigea, de către :

— Ministerul Chimiei

— Institutul de Studii şi Proiectări Forestiere

— Institutul de Cercetări şi Proiectări pentru Industria Electrotehnică.

În domeniul construcţiilor nu a existat pînă în prezent o preocupare centralizată de a se urmări şi cerceta influenţa apei de mare şi a climatului marin asupra elementelor de construcţie şi a feluritelor materiale din care acestea pot fi confecţionate; în trecut au existat unele preocupări de a se studia produsele indigene în ceea ce priveşte comportarea lor în mediul marin — de exemplu studiul întreprins de prof. dr. Al. Steopoe asupra cimenturilor fabricii Fieni [1] — în care se aduc unele preţioase contribuţii asupra cunoaşterii chimiei interacţiunii dintre cimenturi şi apa de mare. Tot în trecut, asemenea preocupări au existat şi în cadrul Direcţiei Generale a Porturilor, Direcţiei Generale a Silozurilor din Ministerul Lucrărilor Publice.

Catedra de beton armat, de la Institutul de Construcţii-Bucureşti, a studiat, în jurul anului 1958, o serie de tipuri de coroziune marină, exemplificate în general pe estacada şi platforma cu tobogan de la Mamaia; aceste studii au fost făcute de prof. dr. ing. M. Hangan, ing. D. D. Niculescu şi ing. St. Enescu.

Totodată, în cadrul INCERC s-a cercetat comportarea unor construcţii de pe litoral, care s-au concretizat prin „Indicaţiile pentru protecţia betonului armat şi precomprimat în zona litoralului“ (ing. D. Teodorescu, ing. Ş. Coandă).

Dezvoltarea ritmului şi amploarea construcţiilor de pe litoral cere şi la noi o urmărire ştiinţifică organizată a comportării materialelor de construcţii în mediul marin, adică acele construcţii care vin în contact cu apa de mare cît şi cele care se găsesc în contact cu mediul marin (construcţii portuare, civile, industriale); cunoaşterea celor mai adecvate materiale de construcţii şi tehnologii de folosit în condiţiile mediului marin este o problemă esenţială pentru asigurarea rezistenţei lor îndelungate în condiţiile acestor rigori naturale.

Acestea au fost principalele motive pentru care C.S.C.A.S. prin INCERC şi-a pus problema organizării sistematizate şi îndelungate a cercetării. Pe de o parte studiul unor coroziuni provocate de mediul marin la construcţii existente, pe de altă parte comportarea diferitelor materiale puse în operă prin tehnologii variate şi în condiţii multiple de expunere, pot furniza date extrem de interesante.

Desigur că o asemenea cercetare reclamă un timp relativ îndelungat pentru organizarea ei şi obţinerea rezultatelor.

II. SEMNIFICAŢIA ÎNREGISTRĂRII DEFECTELOR CONSTRUCTIVE ALE UNOR VECHI CONSTRUCŢII DE PE LITORAL, ÎN LEGĂTURĂ CU CORODAREA LOR

O urmărire atentă, cu discernămînt, a comportării unor vechi construcţii din zona litoralului, poate furniza confirmarea unor concluzii către care cercetătorii au concurat în ţările în care asemenea studii au fost întreprinse sau poate dezvălui aspecte noi ale coroziunii marine, care, toate, constituie un bagaj de experienţă ce asigură un bun start tehnic în asemenea studii.

Ne bucurăm, în acest sens, de existenţa unor construcţii care depăşesc vechimea unei jumătăţi de secol (silozurile şi estacada metalică a acestora din portul Constanţa) şi altele în jur de un sfert de secol (estacada cu platformă şi tobogan de la Mamaia, magazii şi căi de rulare din beton armat în portul Constanţa). Semnificaţia existenţei lor pentru studiul coroziunii, în ceea ce priveşte cauzele şi mecanismul, sînt esenţiale ; astfel, observarea lor poate conduce, aşa cum va apărea din cele ce urmează, la dispoziţii constructive care ne pot feri de unele greşeli elementare ; deşi prevederile constructive nu au nici o legătură directă cu natura materialelor folosite, ele pot în marea majoritate a cazurilor să conducă la o rezistenţă mai bună a construcţiilor care se proiectează.

Construcţiile ridicate pe litoral, cu o vechime ce coboară sub 15 ani, iar marea majoritate sub 10 ani, deşi ca varietate de procedee şi volum sînt mai numeroase, nu permit, în urma anchetei noastre, să furnizeze deocamdată date pentru că timpul scurs de la edificarea lor este prea scurt, încît prezenta lucrare nu le ia în considerare. Studiile noastre au putut totuşi demonstra însemnătatea primordială pe care calitatea execuţiei o are în asigurarea rezistenţei construcţiilor de pe litoral.

II. OBSERVAȚII ÎN LEGATURĂ CU CONSTRUCȚIILE METALICE, DE BETON ȘI BETON ARMAT DE PE LITORAL

A. Construcții metalice

În general, construcțiile metalice ce se află pe litoral și în special în portul Constanța, fiind în număr mai mic, ne propunem a începe cu ele; ne vom referi cu precădere la estacada benzilor transportoare ale silozurilor.

1. Combaterea stagnărilor de apă și zăpadă

Cercetînd nodurile de rezemare a stîlpilor estacadei în care converg patru corniere prinse cu platbande, se observă că, împreună cu blocul de fundație, formează o cutie în care apa sau zăpada pot stagna (fig. 1).

Spre deosebire de restul construcției, unde vopsirea obișnuită a dat rezultate satisfăcătoare dacă a fost prevăzută periodic, în aceste puncte se observă unele coroziuni cu cît se avansează către fundul cutiei; coroziunea este mai accentuată în jurul niturilor, ele însele constituind posibilitatea fixării apei în jurul lor prin tensiune superficială (fig. 2).

În același mod, în schimb, în exteriorul cutiei nu se observă aceste coroziuni; probabil că și posibilitatea de vopsire fiind mai mică în zonele la care ne referim să fi contribuit și ea la prezența acestor coroziuni.

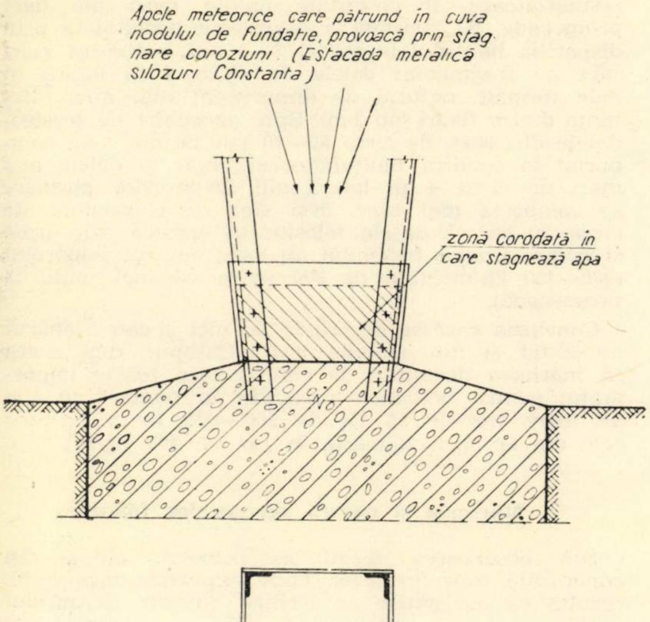
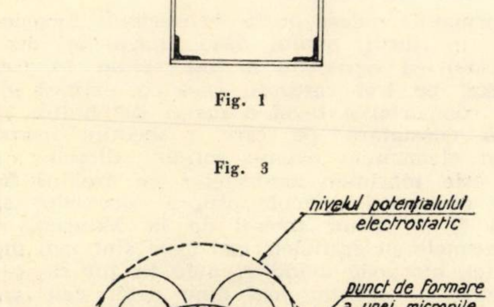

Apele meteorice care pătrund în cuva nodului de fundație, provoacă prin stagnare coroziuni (Estacada metalică silozuri Constanța)
zonă corodată în care stagnează apa

Fig. 1

Fig. 3


nivelul potențialului electrostatic
punct de formare a unei micropile

2. Calitățile anticorosive ale construcțiilor sudate în comparație cu cele nituite

Din observarea unor puncte curente similare la construcții sudate și nituite, se constată că la construcțiile sudate tendințele de coroziune sînt mai reduse decît la cele nituite, deoarece suprafața expusă atmosferei este mai regulată, mai continuă. Mameloanele reprezentate de capetele niturilor favorizează concentrările de potențial electrostatic, care îndrumează fixarea ionilor agresivi către baza mamelonului (fig. 3). Pe de altă parte, la contactul dintre nit și placa pe care este fixat, se pot forma micropile (fig. 3); de asemenea, controlul calității vopsirii este mai greu de făcut la îmbinarea nituită.

În schimb, la îmbinările sudate, vopsirea este mai ușoară, nodurile sînt mai simple ca alcătuire, încît stagnările de ceață salină sînt mai puțin posibile; la acestea, singurele inconveniente pot fi cele legate de neregularitatea suprafeței sudurii, care desigur depinde de calificarea sudorului, și problema tensiunilor remanente în material prin încălzirea neuniformă în timpul sudării. Ținînd seamă de ușurința incomparabilă a întreținerii și a posibilităților mai mari ale scurgerilor umezelii de condens, ale scurgerilor apelor de ploaie și zăpezilor, construcțiile sudate trebuie preferate ; este însă recomandabil ca suprafața sudurii să fie polizată. Observațiile care au permis această concluzie au fost efectuate pe macaralele și portalurile existente în port, realizate în ambele sisteme.

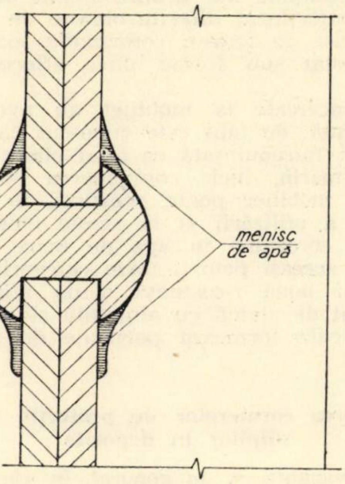
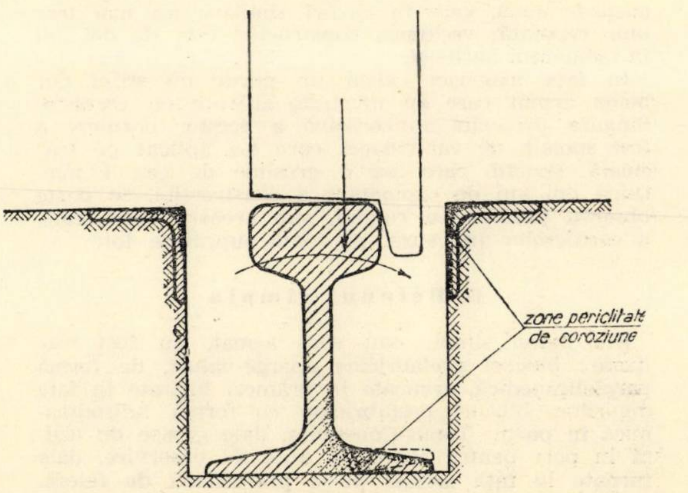


Fig. 2

Fig. 4



3. Drenarea căilor ferate portuare și uzinale în zona litoralului

Din observarea modului de comportare a căilor ferate portuare, a căilor de rulare a macaralelor și portalurilor, apare necesitatea de a se da o mai mare importanță drenării acestora.

Datorită necesității de a se asigura, atît circulația rutieră, cît și cea a căilor ferate, în port, șinele de cale ferată sînt îngropate la nivelul platformelor, drumurilor etc.; uneori se poate întîlni situația figurată în schița din figura 4; se constată că datorită lipsei de drenare, apele saline, care stagnează după ploi, sau ceața salină, care condensează în zonele acestea neaerate, provoacă corodarea atît a zonei tălpii șinelor cît și a cornierelor sau contrașinelor de protecție. Menționăm cu precădere acest tip de coroziune (care de fapt ține de prima cauză menționată mai sus), deoarece sub stări de efort se pot produce ruperi ale tălpii.

4. Comportarea mobilierului metalic

Din informațiile furnizate de atelierele de arhitectură ale D.S.A.P.C.-Constanța, rezultă că mobilierul nichelat a rezistat în condiții slabe; coroziunea a apărut după cîteva săptămîni sub formă punctiformă. De fapt, este cunoscut că nichelul în apă de mare corodează circa 30 mg/dm^2/zi; el este rezistent în atmosferă obișnuită, dar nu este rezistent în atmosferă cu aerosoli salini.

S-au semnalat de asemenea mici coroziuni localizate și neesențiale ale profilelor din aluminiu din care s-au confecționat diferite obiecte de mobilier ce au stat expuse pe terase; coroziunile locale apărute s-au manifestat sub forma unor eflorescențe prăfoase albe.

Alamele încercate la mobilier au avut cea mai bună rezistență; de fapt este cunoscut că în general alama a fost întrebuințată ca aliaj clasic anticorosiv în mediul marin, încît confirmarea specială prin aplicarea la mobilier poate constitui, în acest sens, o stimulare a utilizării ei la aceste elemente.

Viteza de coroziune în apa de mare a alamelor este practic aceeași pentru toate categoriile cunoscute. Cea mai bună rezistență o dă aliajul cupru-nichel, urmat de alamă cu aluminiu și alama de tip Admirality, care formează particule de protecție în apa de mare.

5. Comportarea cornierelor de protecție a muchiilor stîlpilor în depozite

Se poate constata că, în general, în afară de cazurile cînd asemenea corniere au fost lovite de vehicule sau mărfuri, la exterior nu au rezistat în condiții mulțumitoare decît vopsite după procedeele clasice utilizate la construcții metalice.

O defecțiune constructivă a fost observată la o magazie nouă, care în cazuri similare nu mai trebuie repetată; vechimea construcției este de doi ani în momentul anchetei.

În fața magaziei există un portic cu stîlpi din beton armat care au muchiile apărate cu corniere. Singura protecție anticorosivă a acestor corniere a fost spoiala de var-vinacet care s-a aplicat pe tencuială, spoială care are o grosime de cca 1 mm. După doi ani de exploatare a construcției, se poate observa pătarea cu rugină, sub această zugrăveală, a cornierelor în cauză, pe toată suprafața lor.

B. Betonul simplu

Din beton simplu sau slab armat, au fost realizate: blocuri prefabricate sparge-valuri, de formă paralelipipedică, aruncate în grămezi înșirate în fața digurilor, blocuri prefabricate cu formă hidrodinamică în portul Tomis-Constanța, dale groase de uzură în port pentru circulația auto de deservire, dale turnate la fața locului pe o promenadă de faleză.

1. Problema dozajului

Examinînd condițiile asemănătoare în care au fost puse blocurile de beton sparge-valuri, unele depozite precum și cele patru blocuri pe care a fost fundată platforma de la Mamaia, a rezultat că dozajul betonului utilizat a avut un rol important.

Astfel, în perioada 1936—1958 (22 ani), în care a fost expusă platforma, degradarea betonului a fost importantă, adică pe o adîncime ajungînd la 25 cm. Dozajul de ciment Portland folosit a fost de numai 250 kg/m^3.

Spre deosebire de aceasta, depozitele din port au fost executate cu un dozaj de circa 600 kg/m^3, în prezent, după 25 de ani de expunere, starea de conservare a betonului fiind încă mulțumitoare.

De asemenea blocurile de beton aruncate în mare, fiind executate cu un dozaj de circa 500 kg/m^3, nu prezintă avarii, deși unele se află imersate de peste 10 ani.

Trebuie totuși remarcat că un rol negativ, în afară de acțiunea mecanică a valurilor, ce este primordială în cazul exemplelor de mai sus, l-a avut și atacul biologic. Astfel, algele fixate pe blocurile de beton și coloniile compacte de scoici, prin sucurile acide dezvoltate în cadrul metabolismului lor și în special prin acțiunea lor mecanică din cursul procesului de fixare pe beton, au avut partea lor de contribuție la procesul de avansare a degradării acestor betoane.

Un exemplu de comportare chimică slabă a betonului, cu dozaj insuficient și turnat în forme necorespunzătoare, îl constituie dalele mari ale unei promenade. Se constată o degradare pronunțată prin dispariția liantului în numai 3—4 ani, crăpături mari care au fragmentat dalele de circa 4 m latură în dale formate natural de dimensiuni mai mici (distanța dintre fisuri sub 2 m). Spre deosebire de acestea, dalele din port, de circa 50—70 cm lățime, s-au comportat în condiții mulțumitoare; chiar și dalele mai mari de circa 4 m latură ale drumurilor portuare se comportă mai bine, deși sînt de o vechime de circa 20 ani. Dozajele folosite la acestea din urmă și compactitatea betonului au avut un rol important (400—450 kg/m^3 față de 300 kg/m^3 și mai puțin la promenadă).

Concluzia care se desprinde de aici și care a apărut de altfel și din studiile prof. Campus este aceea că mărimea dozajului de ciment este foarte importantă; pentru betoanele care vin în contact cu apa de mare trebuie să fie de 500—600 kg/m^3, pentru cele din apropierea mării, în jur de 400 kg/m^3.

2. Mărimea și natura agregatelor folosite

Din observarea făcută în prezent, cît și din concluziile trase în urma unor expertize mai vechi, rezultă că agregatele ce trebuie folosite în mediul marin sînt cele de natură silicioasă, spălate de eventualele impurități în săruri.

Informațiile culese de la technicienii care au executat în jurul anului 1940 magaziile din port au arătat că agregatul a fost spălat în trei ape și sortat pe trei categorii, ceea ce explică în bună parte comportarea bună a masei betonului.

Altă constatare pe care o socotim importantă, pentru elementele expuse acțiunii directe a valurilor, este mărimea agregatelor ce trebuie folosite.

Din observațiile făcute asupra blocurilor sparge-valuri și a pilelor terasei de la Mamaia, rezultă că betoanele cu granulele mai mari sînt mai indicate.

Astfel, blocurile avînd granule în jur de 4—5 cm diametru au rezistat mai bine decît cele cu granule sub 3 cm diametru. Desigur, că în cazul betonului armat unde, din cauza armăturilor, trebuie ca betonul să le învelească pe acestea din urmă, nu este posibil să se folosească granule prea mari; în acest caz sporul de rezistență se poate obține pe seama sporirii dozajului.

3. Forma elementelor expuse valurilor

Modul în care acționează valurile asupra paramenților verticali ai digurilor, modul de distrugere a blocurilor sparge-valuri etc. au condus la ideea micșorării acțiunii de eroziune prin prevederea unor forme ale elementelor, expuse valurilor, care să satisfacă unele legi hidrodinamice.

Astfel, este interesant de semnalat digul de la nord de plaja orașului Constanța, în cea mai mare parte puternic erodat, dar și cu zone aproape intacte, care poate constitui un exemplu de distrugere hidrodinamică a blocurilor de beton simplu, datorită rostogolirii valurilor la țărm (fig. 5).

În acest scop, s-au conceput elemente prefabricate pentru diguri, scobite după o curbă adecvată, care să dirijeze hidrodinamic trombele de tip 2 (fig. 5) sau să formeze numai trombe de tip 2, care nu se manifestă prin lovituri de șoc ca trombele de tip 1 (digul portului Tomis-Constanța).

Concluziile trase în urma practicării în alte țări a construcțiilor de acest tip au fost favorabile. La noi în țară efecte favorabile s-au obținut și cu alte tipuri de diguri, de exemplu digurile cu secțiunea în trepte.

Pentru extinderea digurilor de port (de exemplu la extinderea portului Constanța) în locul blocurilor de beton sau de piatră se pot folosi tetrapozi cu muchiile rotunjite din aceleași rațiuni hidrodinamice.

C. Betonul armat

Volumul mare al construcțiilor realizate sau care urmează a fi realizate din beton armat pe litoral impune o atenție specială, mai ales la executarea structurilor de rezistență.

Din cercetarea lor critică, au putut apărea unele concluzii interesante pentru rezolvările constructive ale noilor proiecte ce se întocmesc, unele concluzii fiind inedite.

Astfel, sînt importanți parametrii coroziunii, în funcție de grosimea stratului de acoperire, ai granulometriei, dozajului și compactității ; de asemenea, probleme ce pot părea minore ca poziția armăturii în beton, influența curenților continui vagabonzi, a ascensiunii capilare, a formei construcției sînt deosebit de importante și în majoritatea cazurilor constituie cauza majoră a coroziunii.

1. Problema rolului stratului de acoperire a armăturilor pentru protecția lor anticorosivă

În literatura mondială, una dintre problemele cele mai dezbătute ale protecției anticorosive a armăturilor în beton este grosimea stratului de acoperire.

Astfel, după 20 de ani de expunere, F. Campus trage concluzia că acoperirea nu trebuie să fie mai mică decît un diametru de bară, de preferat nu mai puțin de 1,5—2 diametri. Prof. dr. ing. M. Hangan recomanda de asemenea, după caz, 1,5—2 diametri, ajungîndu-se la cca 5 cm. Instrucțiunile C.S.C.A.S., în prezent în vigoare, cer o acoperire cu 1 cm mai mare decît grosimile prevăzute în normativul C.S.C.A.S. P.8-62.

Dr. ing. H. Möll din München constată și el că de la 25 mm acoperire în sus peste etrieri, atacul ruginii scade substanțial, însă grosimi prea mari nu aduc scăderi importante ale coroziunii în mediul marin. După studiile sale, se pare că grosimea optimă ar fi în jur de 40 mm, peste aceasta obținîndu-se chiar rezultate dezavantajoase.

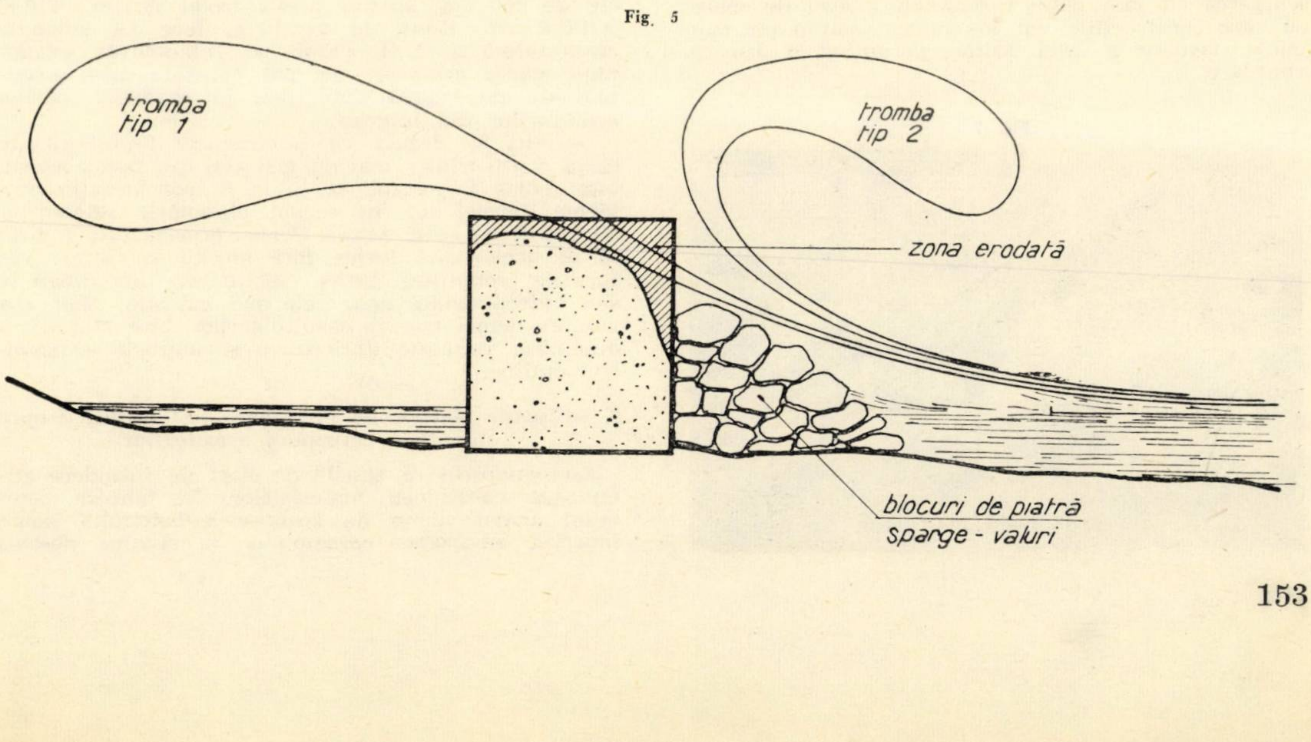
INCERC a avut posibilitatea să verifice aceste date prin observații interesante asupra construcțiilor existente pe litoral.

La estacada din fața cazinoului de la Mamaia, s-au produs stricăciuni în special la stîlpi; în anul 1958 s-au făcut reparații. Acestea au constat în general din șpițuirea betonului pînă la zona sănătoasă, îndepărtarea armăturilor corodate, perierea suprafețelor cu peria de sîrmă și cămășuirea cu beton armat. Armăturile nou introduse au căpătat o acoperire de peste 5 cm. După 7 ani (1965) se pot constata din nou crăpături mari longitudinale în stîlpi, care demonstrează că, cu toată acoperirea mare prevăzută cu o față văzută compactă și sclivisită, armătura a corodat în interior expansiv și a aruncat acoperirea de beton. De fapt, caracterul coroziunii armăturilor în mediul marin este sub formă de cruste așchioase longitudinale exfoliante, constatate în absolut toate cazurile examinate.

Pe de altă parte, la unii stîlpi electrici centrifugați, plantați în port și pe faleza orașului, se pot constata coroziuni ale fretei, ce apar sub forma unor dungi paralele de rugină (fig. 6) la un beton compact dar la o acoperire mult prea mică, în jur de 1—1,5 cm. În schimb, la o serie de clădiri civile de la Mamaia și Eforie Sud, la care betonul a fost bine executat și compact, la o acoperire de beton de 2,5—3 cm plus o tencuială obișnuită în jur de 1—1,5 cm grosime, sondajele făcute au confirmat experimentările și recomandările de mai sus, găsindu-se armăturile în perfectă stare.

În consecință, trebuie recomandat ca acoperirile cu beton să nu fie exagerat de mari, deoarece se pot manifesta microfisurări care să înlesnească pătrunderea mediului agresiv; aceste acoperiri trebuie să fie în jur de 3—3,5 cm, dublate de o tencuială obișnuită de circa 2 cm grosime. Structura diferită a tencuielilor în comparație cu betoanele

Fig. 5



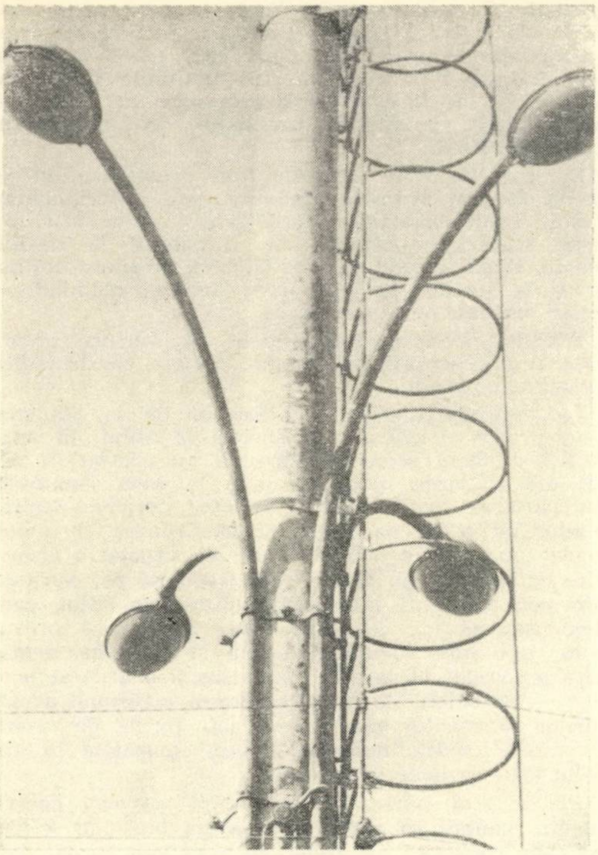


Fig. 6

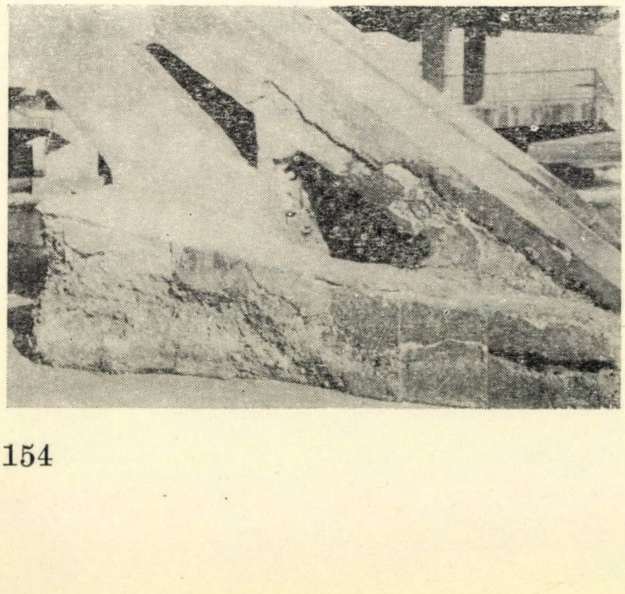
favorizează concentrarea mediului agresiv (ceaţa salină) în porii tencuielilor, pe care îi îmbibă, fiind susceptibile a-l ceda mediului exterior şi niciodată betonului pe care-l protejează. Totodată, tencuiala suportă mai bine efectul îngheţ-dezgheţului decît betonul, fiind mai elastică decît acesta, ferind betonul de efectul combinat al atmosferei saline şi a îngheţului şi dezgheţului repetat.

2. Influenţa formei construcţiei asupra coroziunii

Ca şi în cazul construcţiilor metalice, forma construcţiei joacă în cazul betonului armat un rol major în amorsarea proceselor de coroziune. Spre deosebire de primele, pentru beton se pot obţine mai uşor forme satisfăcătoare.

În general, aceste forme trebuie să urmărească scurgerea cît mai puţin turbulentă a apei de mare cu care construcţiile vin în contact, sau o cît mai mică stagnare a ceţei saline, permiţînd o uşoară ventilare.

Fig. 7

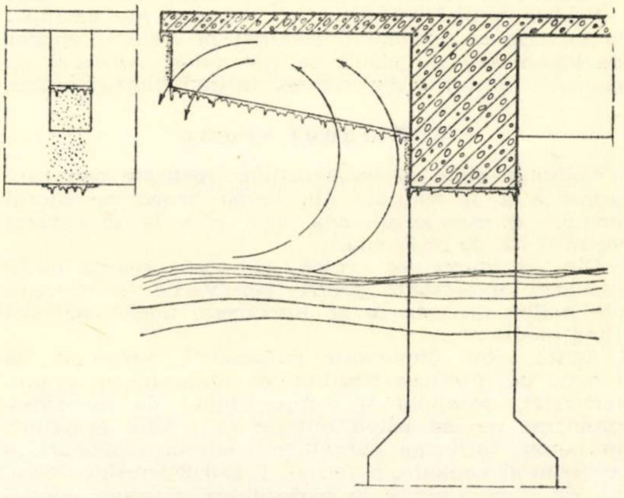


La platforma şi estacada cu tobogan de la Mamaia, construcţie realizată în 1936, epocă în care schemele structurale în beton armat erau foarte clar şi puţin variat reprezentate: placă, nervuri, grinzi, stîlpi, există zone care favorizează stagnarea ceţei saline. În legătură cu aceasta trebuie ţinut seamă că abia în 1935 Campus îşi începea cercetările cu privire la comportarea betoanelor în mediul marin.

Astfel, la naşterea bolţii toboganului există două goluri transversale limitate printr-un montant. Acest spaţiu a putut fi un rezervor de ceaţă salină datorită dimensiunilor sale reduse; de asemenea el era şi calea de pătrundere mai uşoară, spre interiorul betonului, a apei de mare, pentru că, oricum, prin forma sa reţinea mai mult apa decît restul suprafeţelor de pe care aceasta se putea scurge repede (fig. 7).

Se poate constata cu uşurinţă că tocmai în această zonă au apărut şi coroziunile armăturilor, muchiile de beton fiind complet distruse, armătura ajungînd la zi.

De asemenea, consolele estacadei şi grinda longitudinală marginală a permis, datorită formelor multiple colţuroase şi în toate sensurile, să uşureze cristalizări de săruri, datorită scurgerii apei de mare de pe acestea, care în contact direct cu betonul vor pătrunde în interior şi vor coroda armăturile, lucru care de asemenea a şi început să se producă (fig. 8).



Valurile udînd suprafaţa betonului favorizează cristalizări de săruri pe suprafeţele stropite

Fig. 8

Intradosul estacadei este format de trei grinzi longitudinale de 30 × 70 cm, avînd un interspaţiu între ele de 100 cm; spaţiul acesta izolat de 70 × 110 × × 1 000 cm, lipsit de ventilare, face să stagneze ceaţa salină şi să fie veşnic ud. Într-adevăr, examinînd starea grinzilor, se pot constata pete longitudinale de rugină care pun în evidenţă poziţia armăturilor din interior.

De aici se degajă ca o concluzie faptul că, în cazul construcţiilor marine, mai ales din beton armat, este foarte important să se ia în consideraţie problema formei lor în scopul eliminării stagnărilor de apă şi de ceaţă salină. Pentru aceasta este indicat să se urmărească forme fără muchii şi colţuri vii; formele rotunjite, curbe, suprafeţele aerodinamice sau hidrodinamice apar cele mai indicate, dînd, aşa cum au demonstrat, în cazul digurilor, blocurile hidrodinamice, rezultate antierosive şi implicit anticorosive optime.

3. Influenţa stărilor de deformare postelastică asupra stimulării coroziunii armăturilor

Este cunoscut că stările de efort de întindere stimulează coroziunea materialelor. În tehnica betonului armat starea de fisurare a betonului poate favoriza amorsarea coroziunilor în spaţiul deschis între buzele fisurii, cînd acestea depășesc (conform literaturii) 0,1 mm.

Există însă posibilitatea amorsării coroziunii și prin alte efecte de deformare postelastică a armăturii propriu-zise, din prelucrarea acesteia, coroziune care nu are nici o legătură cu deformarea postelastică de ansamblu a barelor.

Am constatat astfel, că zona ciocurilor, de partea lor exterioară (convexă), poate fi, în majoritatea cazurilor, sediul unor coroziuni datorită depărtării considerabile a cristalelor din momentul formării ciocurilor sau îndoiturilor armăturilor (în unghi drept sau alt unghi). Astfel, prin formarea ciocurilor (fig. 9) alungirea fibrei extreme întinse este funcție de diametrul după care se face îndoitura.

Un calcul geometric simplu, deși nu este riguros din punct de vedere fizic, permite corelarea alungirilor respective (fig. 9).

Notînd cu *d* diametrul barei, conform notațiilor din figura 9, alungirea totală a fibrei exterioare, în raport cu fibra medie, este

$$\Delta l = l' - l = \frac{\pi d}{2}. \qquad (1)$$

Notînd de asemenea că raza medie este un multiplu de diametru

$$r = \alpha d \text{ și } \rho = d(\alpha - 0{,}5) \qquad (2)$$

admițînd o alungire medie specifică $\delta = \frac{\Delta l}{l}$ și o alungire specifică δ' pentru o distribuție parabolică a alungirilor pe îndoitură rezultă

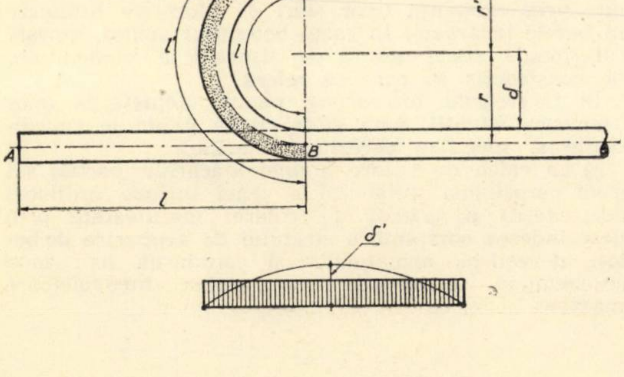
$$\delta' = \frac{3}{4\alpha}. \qquad (3)$$

Dînd diferite valori lui α, alungirile δ' rezultă :

α	δ'%
1	75,00
1,5	50,00
2	37,50
2,5	30,00
3	25,00
3,5	21,40
4	18,70
5	15,00

Pentru un efort σ la limita de curgere de 2 850 kg/cm^2 corespunde o alungire specifică de 0,13%; comparînd cu valoarea din tabelă, pentru $\alpha = 5$ obișnuit, rezultă $\delta' = 15\%$; apare că limita de curgere este depășită chiar dacă prin calculul geometric de mai sus nu s-a reprodus fenomenul decît aproximativ. Concluzia ce decurge de aici este că prin constatarea coroziunilor extradosului ciocurilor de armături, se confirmă coroziunea sub stări de efort de întindere în acest caz, pentru deformări plastice. Scăderea foarte mare a coroziunii intergranulare permite ca energia de activitate a mediului corosiv să depășească bariera de potențial a mediului rezistent și în consecință să se producă distrugerea materialului în stare de întindere [6].

Fig. 9



De aici, se poate întrevedea o primă concluzie, care necesită însă o mai completă verificare experimentală în viitor, anume că prelucrarea la rece a oțelului (armături, profile îndoite din tablă etc.) poate face materialul sensibil datorită deformațiilor sale plastice locale, la coroziuni locale; în consecință sînt necesare raze de curbură și unghiuri de îndoire mai mari.

4. Rolul curenților continui vagabonzi în stimularea coroziunii armăturilor

Observarea atentă a unor elemente de construcții și construcții bine executate, dar la care au apărut coroziuni fără vreo explicație aparent clară, ne-a permis să tragem concluzii interesante privind influența curenților continui vagabonzi asupra coroziunii armăturilor.

Astfel, la unii stîlpi electrici centrifugați, pe care au fost montate instalații ce funcționează cu curent continuu, transformatoare etc., fără o izolare specială, sub locul montării pînă la nivelul terenului, se constată pătarea betonului cu rugină, prin corodarea armăturilor din interior.

De asemenea, unele cazuri de coroziune, datorită curenților vagabonzi, au fost semnalate și la un siloz vechi (fig. 10) ; raportul de expertiză întocmit de DSAPC-Constanța menționează că :

„În privința efectului curenților vagabonzi, ca una din cauzele posibile care au agravat fenomenul de coroziune, se remarcă faptul observat la trei stîlpi, unde buloanele de scelment pentru prinderea unor profile de rezemare a cîntarelor erau ancorate în adîncimea stîlpului la 18 cm de la fața exterioară a acestuia. Începînd de la exterior, de la capătul în contact cu profilul metalic, betonul prezenta un proces de coroziune care progresa succesiv pe lungimea înglobată în masa betonului și atingea maximum la capătul opus. Ca efect, betonul a fost exfoliat pe toată lățimea stîlpului sub forma unor plăci de aproximativ 1 m înălțime. Fisurile din masa stîlpului convergeau către bulonul amintit care, după înlăturarea betonului fisurat, la atingerea cu mîna, provoca șocuri, iar în clipa în care se închidea circuitul cu armătura verticală a stîlpului, producea scîntei".

S-au constatat coroziuni asemănătoare la stîlpii și grinzile de rulare ale unei macarale din port, în dreptul zonei de fixare a buloanelor purtătoare de conductori electrici.

Deși observațiile de mai sus au un caracter general, referindu-se la posibilitatea accentuării fenomenelor de coroziune în medii agresive, datorită curenților vagabonzi, în cazul atmosferei încărcate cu ceață salină, aspectele ce decurg au un caracter special, datorită diversității ionilor ce se găsesc în soluție.

Curentul electric antrenează ionii din soluție (Cl^- etc.) și-i transportă concentrîndu-i în zonele de potențial maxim, cum ar fi petrecerile de armături, îndoiturile, ciocurile, intersecțiile de bare suprapuse etc., unde se manifestă prin coroziuni punctiforme.

5. Influența poziției armăturilor în beton asupra sensibilității la corodare

a) Deși pare paradoxal la prima vedere, sensibilitatea la corodare a armăturilor în beton este funcție și de poziția lor.

Barele rețelelor de armături cu care se armează pereții, diafragmele etc. corodează diferit; astfel, barele verticale sînt mai puțin corodate decît barele orizontale, datorită efectului de scurgere pe care umezeala salină o are pe primele și de stagnare pe cele orizontale. Observația poate fi valabilă și pentru pînzele subțiri armate de asemenea cu rețele de bare.

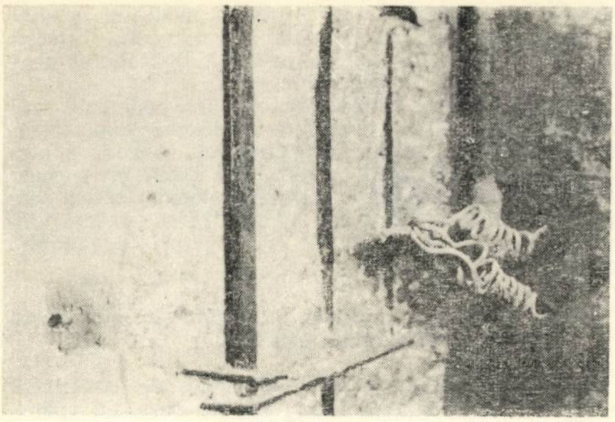


Fig. 10

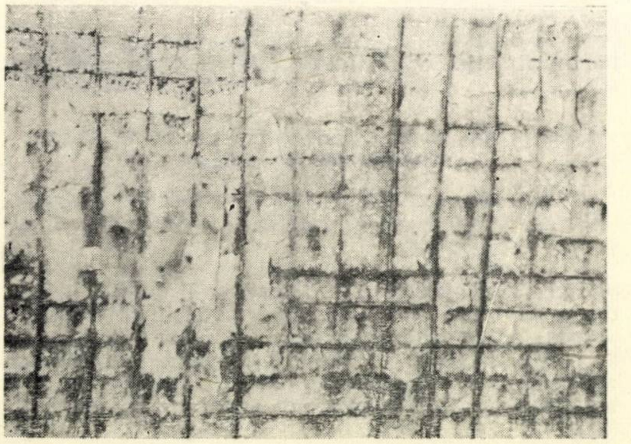
La un depozit din portul Constanța se poate observa distrugerea practic completă a vergelelor orizontale, în timp ce armăturile verticale, deși puternic corodate, există încă ; în plus, este interesant de semnalat că distrugerea armăturilor orizontale apăruse cu atît mai curioasă cu cît ele fuseseră amplasate în spatele celor verticale. În figura 12 se schițează o explicație a distrugerii acestor armături (fig. 11) datorită stagnării de apă sărată.

De asemenea, la unii stîlpi centrifugați, la partea lor inferioară, au apărut coroziuni ale fretei, dar nu la barele longitudinale din aceeași zonă; explicația o punem pe seama umezirii mai puternice a bazei stîlpului, corodarea preferențială a fretei dovedind din nou că barele orizontale sînt mai sensibile la coroziune decît cele verticale.

b) Alt aspect legat de poziție este orientarea feței expuse ceței saline. Însorirea acționează favorabil în sensul că evaporă umezeala și stopează coroziunea superficială; pe laturile de nord ale clădirilor de pe litoral se poate constata o mai slabă comportare a acelorași materiale decît pe celelalte fațade. Aceiași stîlpi centrifugați sînt mai puternic corodați pe direcția nord decît pe restul conturului.

c) Un fenomen legat tot de prezența apei în procesele de coroziune marină este sensul migrației umidității, în speță a ceței saline. Astfel, barele de la partea inferioară a grinzilor sînt mai expuse decît cele de la partea superioară, dacă aceste grinzi sînt libere, cum ar fi de exemplu estacadele și grinzile de rulare ale depozitelor descoperite. Apa de ploaie migrează de sus în josul grinzii și evaporarea se face mai încet la partea inferioară; apa antrenează săruri pe care le recristalizează expansiv în vecinătatea intradosului grinzii; coroziunile constatate aici trebuie puse în legătură și cu coroziunea sub stări de efort, deoarece corespund în general zonelor întinse de la mijlocul deschiderilor.

Fig. 11



d) La o serie de stîlpi exteriori, la o veche magazie din portul Constanța, s-a constatat la capetele lor (atît la partea superioară cît și inferioară) expulzarea betonului prin corodarea expansivă a armăturilor sub formă de cruste așchioase. Examinînd cu atenție, nu am putut constata nici urme de umezeală nici alt fenomen parazit (scurgeri de curent etc.). Singurul motiv a fost cel legat de calitatea execuției care, după cum se știe, reclamă o atenție specială la capetele stîlpilor în ceea ce privește turnarea betonului, în vederea obținerii unei cît mai bune compactități în aceste zone. Cuiburile și golurile care, chiar dacă nu rămîn vizibile, prin peretele de obicei subțire al cavității respective, vin în contact cu umezeala salină din exterior, formează adevărate alveole în care se produc condensuri de ceață salină.

În concluzie, este indicat ca barele orizontale ale rețelei să fie prevăzute cu un diametru corespunzător, încît, din punct de vedere al eventualului atac corosiv, să nu fie puse într-o situație defavorabilă în raport cu armăturile verticale, la aceeași viteză de coroziune; în acest sens considerăm însă că sînt necesare cercetări sistematice, concluzia de mai sus avînd mai mult caracterul de observație.

La fațadele nord ar fi indicat să se prevadă un spor de dozaj, ajungîndu-se la circa 400 kg/m^3 ciment la tencuieli, eventual cu adaosuri de plastifianți organici și hidrofobi, interzicîndu-se folosirea varului sau a argilei.

Elementele expuse liber (grinzi de rulare, grinzi decorative la balustrade etc.), la care apa poate migra de sus în jos, cu stagnări pînă la evaporare la partea inferioară, trebuie impermeabilizate la fața superioară.

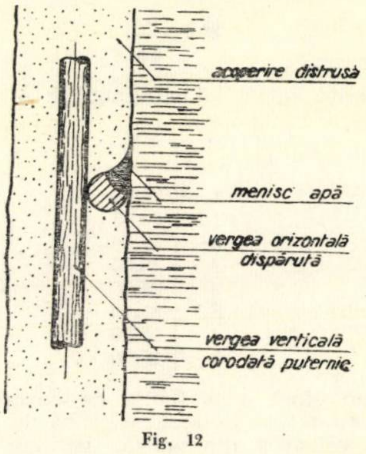

acoperire distrusă
menisc apă
vergea orizontală dispărută
vergea verticală corodată puternic

Fig. 12

Este indicat să se dea o mai mare atenție la turnarea zonelor cu aglomerări de armătură, pentru a nu apărea segregări, goluri etc., atît de periculoase pentru amorsarea coroziunilor.

6. Interdependența dintre coroziune și stările de efort

Ața cum se arată și în lucrarea [6], coroziunea poate introduce stări de efort periculoase în materiale, după cum și reciproca este tot atît de valabilă, și anume că unele procese de coroziune pot fi stimulate prin existența unor stări de efort de întindere în barele încărcate. În cazul betonului armat, aceasta corespunde stării limită de fisurare a elementului de construcția la care se referă.

În încercările întreprinse pentru depistarea unor asemenea situații, s-au găsit cîteva exemple concludente și specifice coroziunii marine.

a) La calea de rulare a unei macarale portal, s-a găsit coroziunea puternică a zonei întinse (mijlocul deschiderii) a grinzii de rulare, manifestată prin desprinderea completă a stratului de acoperire de beton, dezvelirea armăturilor și corodarea lor; zona coroziunilor corespunde momentelor încovoietoare maxime.

b) La aceeași cale de rulare în zona magaziei, sprijinirea grinzii de rulare se face pe console care fac corp comun cu stîlpii; se constată la partea lor superioară (la fibra momentului negativ) fisurarea betonului și coroziunea expansivă a armăturilor.

c) La construcția de locuit din capătul digului principal din portul Constanța, care s-a demolat, precum și la vechile băi de la Eforie s-au găsit grinzi metalice dublu T pe care rezemau bolțișoare de cărămidă sau care erau înglobate în beton, intens corodate la mijlocul deschiderii, coroziunea descrescînd către reazeme. Coroziunile slăbind secțiunile, grinzile au căpătat săgeți mari în timp, care stimulau la rîndul lor coroziunile prin depărtarea microparticulelor și prin fisurarea betonului și a tencuielilor de protecție (fig. 13).

În cele cîteva exemple menționate mai sus, se poate constata că stările de efort de întindere sau de deformare postelastică pot stimula coroziunile, sau le pot accelera, după ce acestea s-au produs din alte cauze și au provocat primele deformații ale elementelor de construcție; coroziunea s-a combinat defavorabil cu stările de efort și deformare, conducînd la un proces grăbit de dezafectare a construcției.

7. Diverse cauze corosive legate de concepția constructivă și de calitatea execuției

a) Se știe că prin ascensiunea capilară a umezelii în materiale de construcție poroase, sînt antrenați și ionii diferitelor săruri aflate în soluție, în apa freatică, creîndu-se curentul electro-osmotic.

În momentul stabilirii echilibrului ascensional, acești ioni pot intra în reacție cu materialele pereților capilari.

Un asemenea caz s-a produs și la o construcție din Constanța (fig. 14), datorită ascensiunii capilare a apei de mare prin fundații în stîlpi unde s-a produs o coroziune accentuată a armăturilor. În expertiza întocmită în 1964 de către INCERC se arăta că:

„Partea inferioară a stîlpului, care are una din suprafețele laterale în contact direct cu apa de mare, prezintă o degradare a betonului foarte puternică, datorită acțiunii permanente sulfatică-magneziană și o coroziune avansată a armăturii, ce afectează în unele zone circa 40% din grosimea lor. Acestea au dus la micșorarea rezistențelor mecanice ale betonului și la exfolierea lui sub efortul de împingere a ruginii".

Analizele fizico-chimice executate au indicat prezența ionilor agresivi Cl^- și SO_4^{--} într-o proporție de 2—3 ori mai mare în probele ce provin de la baza stîlpilor, decît de la partea lor superioară

— un pH al apei de 11,2

— porozitatea mare a betonului (9,5%).

Aceste rezultate analitice confirmă afirmațiile teoretice de mai sus, analizate mai pe larg în lucrarea [7].

Măsurile preventive care trebuie luate în cazul fundării la nivelul mării, constau în dozarea cu ciment în jur de 500 kg/m^3 și chiar izolarea fundației. Pentru construcțiile existente se poate aplica principiul electrodrenării. În privința acestui ultim aspect se vor face experimentări în cadrul poligonului de la Constanța.

b) Unele coroziuni apărute la plăcile de terase, în puncte izolate care aparent nu aveau explicare, printr-o examinare atentă au condus la concluzia că se datorau perforării izolației hidrofuge. Astfel, la casa vapor de la Mamaia care s-a demolat, s-a observat că în cuprinsul suprafeței aceleiași plăci, au apărut la intrados zone cu armătura corodată puternic și zone virgine; explicația constă în infiltrațiile de ceață salină și de ploaie prin izolația neîntreținută, care, în timp, au corodat puternic armătura.

Ca o concluzie, se desprinde necesitatea întreținerii învelitorilor, teraselor sau a tuturor părților de construcție care pot conduce apa.

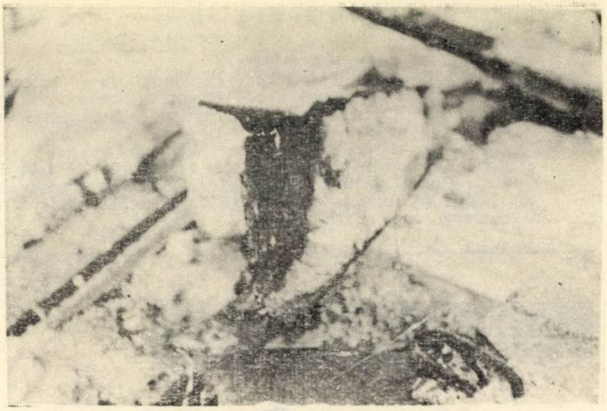


Fig. 13

IV. CONCLUZII

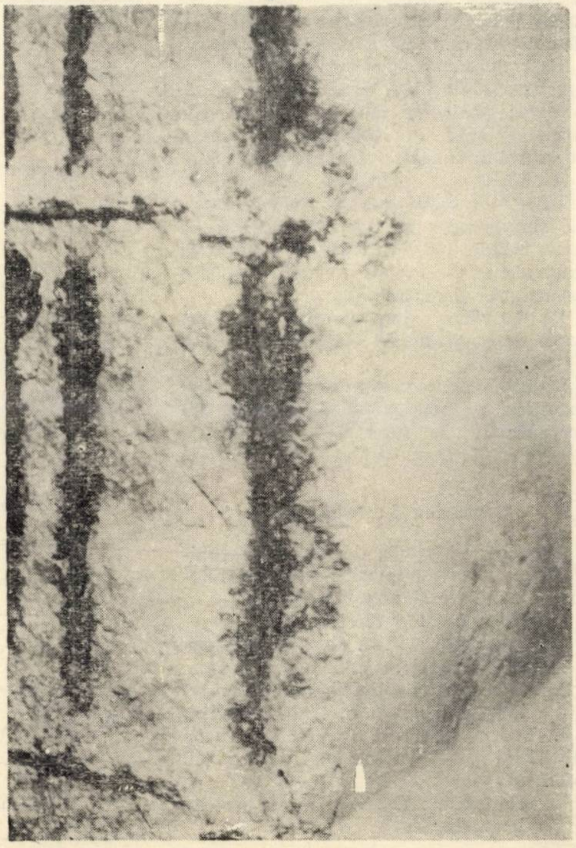
Examinînd pe categorii de materiale și încercînd să se facă o sistematizare, pe categorii de degradări, a influenței climatului marin, prezentul studiu trebuie interpretat ca o primă încercare de a expune, pentru specificul Mării Negre, influența acesteia asupra construcțiilor realizate din materiale produse în țară.

Așa cum se arată încă din introducere, studiul se referă mai ales la observarea unor construcții mai vechi, însă datorită caracterului foarte general al degradărilor constatate, concluziile care se pot trage din observarea lor, se pot aplica și construcțiilor noi.

Observațiile făcute se referă numai la elemente de construcții metalice, din beton simplu sau beton armat. Betonul precomprimat nu a putut încă face obiectul unor observații, întrucît numărul acestui gen de construcții este foarte redus.

Întrega lucrare trebuie considerată ca o expunere a unor constatări, a căror adîncire este fără îndoială în sarcina cercetărilor sistematice ce se vor începe în poligonul experimental ce se organizează la Constanța.

Fig. 14



Bibliografie

[1] Steopoe Al. : *Despre acțiunea apei de mare asupra betoanelor*. Ed. Geniului 1936

[2] Campus F. : *Essais de résistance des mortiers et bétons à l'eau de mer. Résultats après 20 ans d'immersion*. Raport publicat în broșură, Institut Technique du Bâtiment, Bruxelles 1954.

[3] Hangan M. și Niculescu D. D. : *Comportarea unei construcții de beton armat în Marea Neagră*. **Revista Industria Construcțiilor și a Materialelor de Construcții** nr. 10/1957 și Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr. 3/1958.

[4] Rehm G. și Moll H. : *Versuche zur Studium des Einflusse der Rissbreite auf die Rostbildung an der Bewehrung von Stahlbeton Bauteile*. **Deutsche Ausschuss für** Stahlbeton. Heft 169/1964.

[5] Moll H. : *Uber die Korrosion von Sthal im Beton*. Deutsche Ausschus für Stahlbeton. Heft 169/1964.

[6] Moraru D. : *Teoria energetică a coroziunii interne ; interdependența dintre coroziune și stările de efort*. Rev. Construcțiilor și a Materialelor de Construcții nr. 10/1965.

[7] Moraru D. : *Migrația apei în construcții și combaterea ei prin electrodrenare*. I.D.T. 1964.

CRONICA

Structuri din plăci curbe subțiri în practica inginerească. Tendințe pentru simplificarea proiectării și execuției

SIMPOZION I. A. S. S. — BUDAPESTA 1965

În perioada 31 august — 3 septembrie 1965 a avut loc la Budapesta un simpozion internațional organizat de Institutul de cercetări științifice pentru construcții (ETI), sub auspiciile Asociației internaționale pentru structuri din plăci curbe subțiri (I.A.S.S.), avînd drept obiect „Structurile din plăci curbe subțiri în practica inginerească. Tendințe pentru simplificarea proiectării și execuției".

Așa cum se arăta și în materialele preliminare, cercetările din ultimii ani în domeniul plăcilor curbe subțiri au dus la rezultate teoretice importante și au creat, prin aceasta, premisele unei aplicări pe scară largă a acestor structuri.

Este neîndoios însă că proiectanții și executanții de plăci curbe subțiri au de rezolvat probleme mai grele decît cele curente, ceea ce întîrzie răspîndirea pe scară mondială a acestor structuri.

Astfel, scopul principal al simpozionului a fost acela de a *detecta* încercările de simplificare în această direcție și de a reliefa posibilitățile ca rezultatele existente să fie făcute accesibile, pentru proiectanți și executanți.

La lucrările simpozionului au luat parte delegați din 28 țări, fiind înscrise 69 referate.

Ședințele de lucru s-au desfășurat după tematica de mai jos și au constat din prezentarea de rapoarte generale pe fiecare tematică, urmate de discuții.

Tematica I: Proiectare

Tema A : Metode de calcul aproximative, metode numerice speciale, folosirea de tabele și nomograme.

1. Membrane (16 referate)
   Raportor : Prof. dr. ing. P. Csonka, Ungaria.
2. Plăci subțiri cilindrice (9 referate)
   Raportor : Ing. L. Hahn, Franța.
3. Teoria generală a plăcilor curbe subțiri și plăci subțiri prismatice (10 referate)
   Raportor : Dr. ing. K. Szmodits, Ungaria.
4. Teoria încovoierii plăcilor subțiri cu dublă curbură (11 referate)
   Raportor : Dr. ing. L. Kollár, Ungaria.

Tema B: Mecanizarea și automatizarea calculului (7 referate)

Raportor : H. Tottenham, Anglia.

Tematica II: Construcție

Tema A : Posibilități de economii la cofraje, cintre și manoperă.

Tema B : Folosirea structurilor tipizate și prefabricate (16 referate).

Raportor comun : Dr. ing. H. Rühle, R. D. Germană.

Tabela 1

Formule statistice pentru plăci curbe subțiri pe contur pătrat

Nr. crt.	Formula	Secțiunea	Observații
1	$w_{\max} = \frac{16}{55} \cdot \frac{pa^4}{E\,\delta f^2}$	$x = \alpha_1 a,\ y = 0$	α_1 se ia din fig. 1
2	$u_{\max} = \frac{2}{5} \cdot \frac{pa^3}{E\,\delta f}$	$x = a\,;\ y = 0$	mijlocul marginii
3	$N_{x,\max} = \frac{1}{39} \cdot \frac{pa^2}{f}$	$x = y = 0$	creștetul plăcii
4	$N_{y,\max} = \frac{400 + f/\delta}{1\,000} \cdot \frac{pa^2}{f}$	$x = \alpha_2 a,\ y = 0$	α_2 se ia din fig. 1
5	$N_{1,\max} = -\,0{,}4 \left(\frac{f}{\delta}\right)^{1/4} \cdot \frac{pa^2}{f}$	$x/a = y/a \approx 0{,}86$	—
6	$N_{xy,\max} = \frac{10 + (f/\delta)^{1/2}}{19} \cdot \frac{pa^2}{f}$	$x = y = a$	colț
7	$M_{x,\max} = \frac{8}{165} \cdot \frac{pa^2\,\delta}{f}$	$x = \alpha_3 a,\ y = 0$	α_3 se ia din fig. 1
8	$M_{xy,\max} = -\,1{,}55\,M_{x,\max}$	$x = y = a$	colț
9	$M_{1.\max} = +\,0{,}75\,M_{x,\max}$	$x = \alpha_4 a,\ y = 0$	α_4 se ia din fig. 1
10	$M_{2,\max} = +\,1{,}7\,M_{x,\max}$	$x/a = y/a \approx 0{,}94$	—

În materialul de faţă ne vom ocupa doar de comunicările din tematica I.

Din punct de vedere al importanţei lor, aceste comunicări pot fi grupate în :

- comunicări cu caracter mai general, conţinînd rezultate care pot fi utilizate aproape nemijlocit în proiectare ;
- comunicări cu caracter informativ şi orientativ ;
- comunicări de interes pur speculativ.

În cele ce urmează, vom analiza pe scurt doar primele două categorii de comunicări*).

1. *A. Aass jr.* (Norvegia) : *Calculul simplificat al cupolelor dreptunghiulare.* În teza sa de doctorat din 1964, Aass jr. a ajuns la concluzia că toate mărimile statice în diferitele puncte situate în suprafaţa mediană a unui paraboloid de rotaţie pe contur pătrat variază după nişte scheme foarte regulate.

Bazat pe multiple calcule efectuate cu ajutorul calculatoarelor electronice ale Universităţii din Southampton, autorul a stabilit *formule statistice*, care determină mărimile statice interesante în placă şi legile lor de variaţie prin mijloace geometrice simple (drepte şi arce de parabolă).

Secţiunile importante într-un paraboloid pleoştit, rezemat pe timpane rigide în planul lor şi încărcat cu o sarcină uniform distribuită în plan orizontal, sînt : linia mediană ($y = 0$), marginea ($x = a$) şi diagonala ($x - y = 0$).

Expresiile mărimilor statice sînt date în tabela 1. Formulele sînt valabile pentru

$$\frac{1}{3,5} \leqslant \frac{f}{a} \leqslant \frac{1}{15}, \quad 6 \leqslant \frac{f}{\delta} \leqslant 120 \text{ şi } \mu \leqslant 0,2$$

în care

a este latura conturului pătrat,
f — săgeata de boltă a timpanului,
δ — grosimea plăcii,
μ — coeficientul lui Poisson.

Tabela 2

Sarcină distribuită uniform pe suprafaţa curbă (g kg/m²)

x/d	N_φ/gd	$N_x/\frac{gl^2}{d}$	$N_{x\varphi}/gl$	M_φ/gd^2
0	−0,8964	−0,0013695	0	+0,0053474
1/8	−0,7692	−0,0011293	1,0381	+0,0022379
1/4	−0,4239	−0,0004088	1,7120	−0,0038480
3/8	+0,0054	+0,0007920	1,5692	−0,0043197
1/2	+0,2022	+0,0024732	0	+0,0110722

Sarcină distribuită uniform în proiecţie orizontală (p kg/m²)

x/d	N_φ/pd	$N_x/\frac{pl^2}{d}$	$N_{x\varphi}/pl$	M_φ/pd^2
0	−0,9507	−0,0015040	0	+0,0064453
1/8	−0,8095	−0,0012403	1,1400	+0,0027097
1/4	−0,4276	−0,0004490	1,8802	−0,0046294
3/8	+0,0054	+0,0008698	1,7233	−0,0052505
1/2	+0,2022	+0,0027161	0	+0,0134864

Erorile implicate de aceste formule sînt mai mici de 3,5 %, adică sînt total satisfăcătoare. Cu ajutorul tabelelor şi diagramelor stabilite de V. V. Dicovici, metoda statistică a fost verificată şi apoi extinsă pentru a include şi efectul încărcărilor antisimetrice.

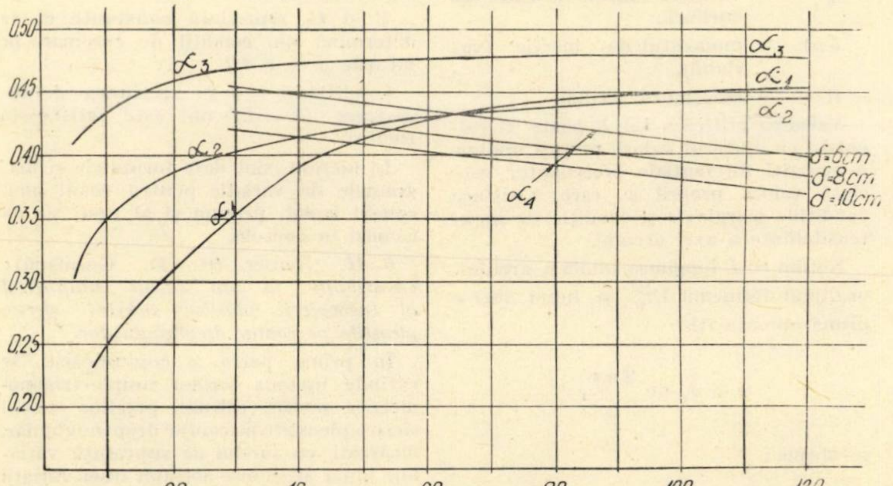
2. *J. Chinn, S. D. Foreman* (S.U.A.) : *Soluţie pentru plăci subţiri cilindrice parabolice.* Primul dintre cei doi autori a stabilit anterior formule pentru calculul plăcilor subţiri cilindrice circulare prin *metoda de grindă.* Această metodă a fost extinsă acum pentru directoarea parabolică, rezultînd expresii algebrice.

Forma parabolică a secţiunii transversale oferă mai multe avantaje asupra celei circulare :

a) Lungimea arcului este mai mică pentru aceeaşi săgeată şi deschidere, iar momentele nu diferă mult în cele două cazuri. Aceeaşi grosime de placă va putea fi adoptată, necesitînd însă mai puţin beton pentru placa parabolică.

b) Pantele sînt mai reduse, deci este mai uşoară betonarea.

Fig. 1. Variaţia coeficienţilor α_1, α_2, α_3, α_4, (vezi tabela 1)



c) Coordonatele parabolei sînt mai simplu de calculat decît pentru cerc.

d) Parabola nu este limitată la o săgeată egală cu jumătate din deschidere, aşa cum este cazul secţiunii circulare (în plin cintru).

În afara ipotezelor obişnuite din teoria încovoierii, după cum se ştie, în teoria de grindă se fac următoarele ipoteze privind lucrul plăcii curbe subţiri :

a) se neglijează deformarea secţiunii transversale datorită încărcării ;

b) forţa tăietoare şi momentul de răsucire sînt neglijabile în secţiune transversală ;

c) se neglijează alungirile specifice datorite eforturilor axiale.

Calculul de grindă constă din aplicarea formulelor

$$\sigma_x = \frac{M_x z}{I} \quad \text{şi} \quad \tau_{xy} = \frac{TS}{bI}$$

pentru determinarea eforturilor unitare longitudinale, respectiv a eforturilor unitare de lunecare.

Calculul de arc exprimă echilibrul unei fişii de boltă de lăţime dx, sub acţiunea încărcării exterioare, a eforturilor de lunecare τ_{xy}, respectiv $\tau_{xy} + d\tau_{xy}$ (în lungul celor două margini curbe) şi a forţelor şi momentelor static nedeterminate aplicate la naştere.

Întrucît relaţiile ce se obţin sînt foarte complicate, rezultatele au fost programate la un calculator electronic. Au fost calculate tabele de coeficienţi care determină efortul longitudinal N_x, efortul de lunecare N_{xy}, momentul încovoietor transversal M_φ şi efortul de boltă N_φ, pentru o încărcare distribuită uniform pe arc (g) şi pe orizontală (p), în funcţie de raportul f/d (săgeata/deschiderea de boltă).

Informativ, redăm în tabela 2 valorile numerice ale eforturilor N_φ, N_x, $N_{x\varphi}$ şi M_φ, corespunzătoare raportului $f/d = 1/5$ (rezultatele corespund plăcilor cilindrice multiple).

3. *R. Rabich* (R.D.G.) : *O metodă aproximativă pentru calculul plăcilor subţiri cilindrice simetrice.* Textul in-

---

*) Notaţiile sînt adaptate după notaţiile de circulaţie mai largă din literatura de specialitate în limba română.

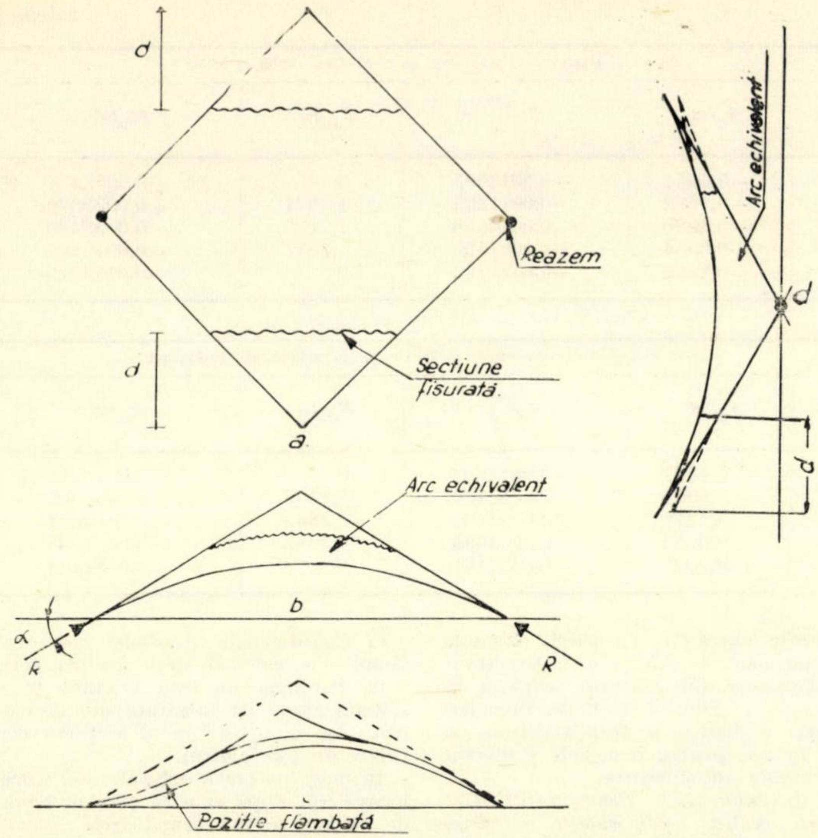


Fig. 2. Paraboloid hiperbolic rezemat în două colţuri :
a) plan ; b) arcul echivalent ; c) flambajul arcului ; d) secţiunile de fisurare

tegral al acestei interesante contribuţii a fost publicat în Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, nr. 12/1965, astfel încît nu vom mai prezenta conţinutul.

4. *J. N. Distefano, C. Torregiani* (Argentina) : *O metodă simplificată pentru determinarea sarcinii critice la paraboloizii hiperbolici.*

Încercarea unor paraboloizi hiperbolici cu margini drepte, pătraţi sau rombici în plan şi rezemaţi în cele două colţuri opuse joase, a arătat că aceste plăci tind să flambeze ca arce, în lungul parabolei principale ce uneşte reazemele (fig. 2 c). În general, flambajul este precedat de apariţia a două fisuri, paralele cu linia reazemelor , la o distanţă *d* de vîrfurile libere (fig. 2a, d), care provoacă săgeţi mari ale colţurilor.

Pe baza observaţiilor experimentale, autorii propun următorul calcul simplu al structurii.

a) Se consideră că placa se comportă ca un arc de secţiune variabilă în lungul parabolei care uneşte reazemele.

b) Cele două sectoare cuprinse între secţiunile de fisurare şi vîrfurile libere nu sînt luate în considerare la evaluarea secţiunii transversale (ca urmare a săgeţilor mari ale colţurilor).

c) Distanţa *d* de la vîrf la secţiunea fisurată se determină admiţînd că porţiunea de placă corespunzătoare se comportă ca o consolă (fig. 2d) cu moment de inerţie variabil ; deschiderii *d* îi corespunde un efort maxim de compresiune la creştet, egal cu rezistenţa maximă la compresiune a materialului.

În felul acesta, studiul stabilităţii structurii este redus la considerarea stabilităţii unui arc echivalent.

Ecuaţia diferenţială care rezultă pe baza acestor considerente este :

$$\frac{d^2w}{ds^2} + \left(\frac{1}{r_0^2} + \frac{R}{EI(s)}\right)w = 0,$$

în care

w reprezintă săgeata arcului,

s — secţiunea curentă măsurată în lungul arcului,

r_0 — valoarea medie a razei de curbură,

$I(s)$ — momentul de inerţie (variabil),

R — reacţiunea arcului.

Valoarea critică a lui R poate fi calculată cu ajutorul valorii proprii minime a ecuaţiei diferenţiale precedente, asociată valorii proprii w, care satisface condiţiile marginale şi condiţia de inextensibilitate a axei arcului.

Notînd cu L lungimea totală a arcului, neglijînd termenul $1/r_0^2$ şi luînd într-o primă aproximaţie

$$w = w_0 \sin\frac{2\pi s}{L},$$

se obţine :

$$R_{cr} = -\frac{16\pi^2}{L^3}\int_0^{L/2} EI\sin^2\frac{2\pi s}{L}\,ds.$$

Dacă se notează cu A suprafaţa plăcii, încărcarea uniformă critică rezultă din relaţia

$$q_{cr} = \frac{2R_{cr}}{A}\sin\alpha.$$

Trebuie observat că, dacă $q_{cr} < q_f$ (q_f sarcina uniformă de apariţie a fisurilor), arcul echivalent concordă cu întreaga structură, iar $I(s)$ se evaluează pentru toată placa.

Rezultatele experimentale au indicat o foarte bună concordanţă cu valorile calculate teoretic după metoda de mai sus.

5. *E. Dulácska, L. Kollár* (Ungaria) : *Calculul conoizilor în consolă.*

Fie

$$z = 4f\frac{x}{L}\frac{y^2}{d^2}$$

ecuaţia unui conoid parabolic (fig. 3) dintr-un şir de conoizi în consolă. Starea de eforturi şi de deformaţii este determinată de soluţia ecuaţiilor cu derivate parţiale

$$\left.\begin{aligned} K\Delta\Delta w - \frac{8f}{Ld^2}\left(x\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - 2y\frac{\partial^2 F}{\partial x\,\partial y}\right) &= p,\\ \Delta\Delta F + \frac{8fE\delta}{Ld^2}\left(x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2y\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right) &= 0.\end{aligned}\right\}$$

Autorii stabilesc următoarea soluţie particulară pentru funcţia de eforturi F şi săgeata w :

$$F(x, y) = \frac{15\,pL^2}{8f}\cdot\frac{x}{L}\left(\frac{y^2}{2} - \frac{y^4}{d^2}\right) + B(x\ln x - x),$$

$$w(x, y) = \frac{45\,p\,L^2}{8f^2D}(L-x)^2 + \frac{p}{K}\left[\left(1 + \frac{8f}{Ld^2}\cdot\frac{B}{p}\right)\frac{16y^4}{d^4} - \frac{32y^6}{d^6} + \frac{320}{7}\frac{y^8}{d^8} + \frac{C_2y^2}{2b^2}\right].$$

B şi C_2 reprezintă constante ce se determină din condiţii de rezemare pe laturile $y = \pm d/2$.

Condiţia $w = 0$ în secţiunea de încastrare ($x = L$) nu este satisfăcută riguros.

În lucrare, sînt date formulele şi diagramele de variaţie pentru cazul unui conoid izolat, precum şi al unui şir de conoizi în consolă.

6. *H. Holzler* (R. D. Germană) : *Contribuţii la un calcul simplificat al încovoierii plăcilor subţiri sferice pleoştite pe contur dreptunghiular.*

În prima parte a comunicării, se extinde metoda seriilor simple trigonometrice pentru calculul plăcilor subţiri sferice pleoştite pe contur dreptunghiular, încărcate cu sarcini de suprafaţă variabile liniar şi supuse acţiunii unei variaţii de temperatură uniformă şi variabilă.

În partea a doua, se indică o metodă aproximativă de calcul, în teoria încovoierii, pentru aceleaşi încărcări, care constituie o generalizare a metodei lui Doganoff *) în cazul sarcinii uniform distribuite.

Prin această metodă poate fi examinat şi efectul contracţiei, asimilîndu-l cu o scădere de temperatură.

Soluţia generală, în cazul rezemării articulate, pentru săgeţi poate fi scrisă sub forma

$$w = w_0 (1 - e^{-kx} \cos kx - e^{-ky} \cos ky),$$

în care

$$k = \frac{\sqrt[4]{3(1 - \mu^2)}}{\sqrt{r\delta}},$$

r este raza sferei,

$$w_0 = \frac{pr^2}{E\delta} - \alpha_t Tr = \frac{pr^2}{E\delta}\left(1 - \frac{E\delta\alpha_t T}{pr}\right),$$

α_t — coeficientul de dilatare termică liniară a materialului,

T — variaţia uniformă de temperatură,

p — încărcarea uniform distribuită pe toată suprafaţa (originea axelor a fost aleasă la colţul plăcii).

Expresia lui w_0 arată că efectul variaţiei de temperatură şi al încărcării diferă doar printr-un factor de proporţionalitate

$$\frac{E\delta\alpha_t T}{pr}.$$

Momentele încovoietoare şi de răsucire şi forţele tăietoare se deduc din expresia săgeţilor, cu relaţiile cunoscute.

Autorul conchide că variaţiile de temperatură pot produce perturbaţii marginale considerabil mai mari decît încărcarea.

7. *S. H. Abu-Sitta* (Kuweit) : *Influenţa condiţiilor de rezemare practice la plăcile curbe subţiri sinclastice***). Se arată atît pe cale teoretică, cît şi experimental (pe modele din mortar de ciment şi perspex), că elementele marginale joacă un rol important în starea de eforturi a unei plăci curbe subţiri.

Modul de transmitere a încărcării totale aplicate unui paraboloid de rotaţie pe contur pătrat, prin componentele verticale ale eforturilor de lunecare N_{xy}, eforturilor normale N_y şi forţelor tăietoare generalizate R_y (de exemplu pe latura $y = \text{const.}$) este redat mai jos în procente :

Componenta verticală	N_{xy}	N_y	R_y
Teoria de membrană	100	0	0
Teoria încovoierii (margini articulate)	90	0	10
Model de mortar	74	35	neglijabil
Model de perspex (EB 2)	53	48	neglijabil.

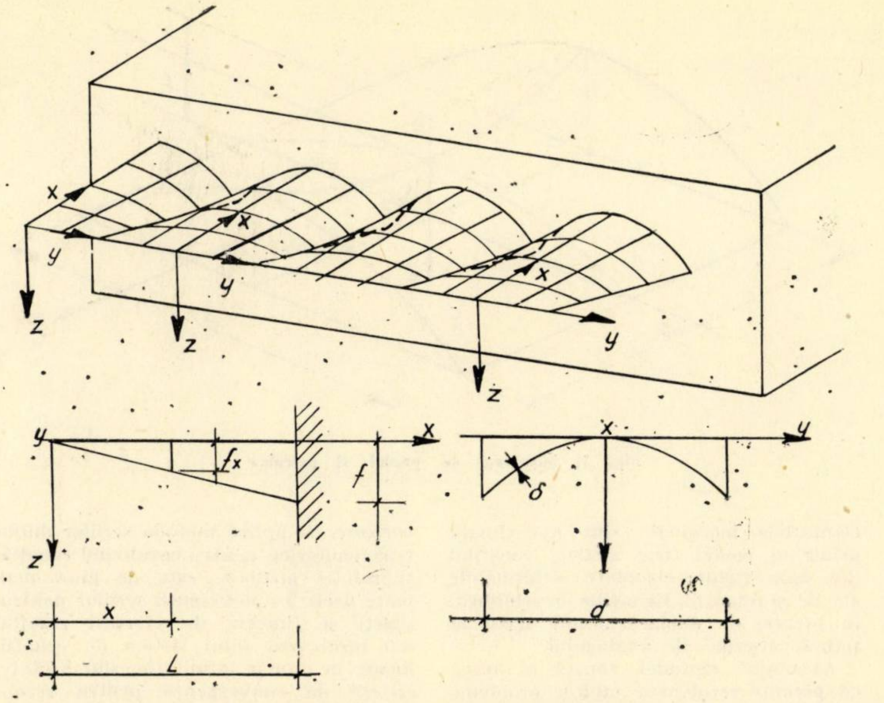


Fig. 3. Elementele geometrice ale conoizilor

8. *P. Csonka* (Ungaria) : *Analiza plăcilor curbe subţiri pe contur poligonal curbiliniu, avînd margini libere* (fig. 4). Autorul pleacă de la o funcţie de eforturi de membrană şi o lege de încărcare date şi determină forma suprafeţei mediane. Un exemplu numeric ilustrează teoria dezvoltată.

9. *R. F. Hooley* (Canada) : *Conducte de lemn.* Se dezvoltă o teorie a încovoierii pentru conductele de lemn, construite din şipci asamblate cu doage metalice şi avînd reazeme intermediare. Calculul se bazează pe ipoteza că între două şipci alăturate nu mai există frecare, deci în pereţii conductei nu se dezvoltă eforturi de lunecare şi longitudinale.

10. *F. Németh* (Ungaria) : *Calculul aproximativ al plăcilor subţiri cilindrice de beton armat.* Metoda de calcul se aplică cilindrilor cu o singură deschidere, izolaţi sau multipli, cu sau fără grinzi marginale.

Placa este considerată ca o grindă de beton armat, simplu rezemată la capete şi fisurată. Se admite că eforturile longitudinale N_x se distribuie pe înălţime, după o curbă a cărei formă depinde de lungimea generatoarelor. Celelalte mărimi se deduc din ecuaţiile de echilibru.

11. *H. van Koten, A. M. Haas* (Olanda) : *Stabilitatea plăcilor subţiri cu dublă curbură pozitivă.* Se face o încercare analitică de a determina sarcinile critice la cupola sferică, paraboloidul eliptic şi (la limită) la arce.

Prin încercări s-a arătat că pierderea stabilităţii se produce mai întîi lîngă margini, adică într-o regiune unde nu există simetrie în raport cu axa de rotaţie. La stabilirea deformaţiilor se ţine seamă în consecinţă şi de perturbaţiile marginale.

Exprimînd minimul energiei de deformaţie, rezultă încărcarea uniformă critică $q_{cr} = \gamma E \delta^2/R_2^2$, în care

$\gamma = 0{,}34$ pentru sferă ;

$\gamma = 0{,}27$ pentru paraboloidul eliptic cu raportul razelor de curbură $R_1/R_2 = 4$;

$\gamma = 0{,}16$ pentru inel.

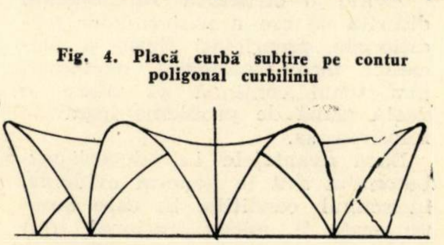
12. *L. Lachance, E. P. Popov* (S.U.A.) : În studiu se analizează limitele de aplicare ale teoriei plăcilor curbe subţiri, printr-o analiză comparativă.

În prima parte a lucrării este prezentată soluţia exactă cu ajutorul seriilor hipergeometrice, obţinută cu ajutorul unui calculator electronic IBM 1410. Forţele tăietoare şi momentele au fost calculate pentru diferite pleoştiri şi dimensiuni ale plăcii curbe.

În partea a doua a lucrării, se dă soluţia de placă pleoştită folosind metoda Vlasov. Circa 400 calcule comparative, făcute prin cele două metode, au permis trasarea unor grafice care arată, procentual, erorile introduse de ipoteza simplificatoare de placă curbă subţire pleoştită, în funcţie de diferite rapoarte $f/2r$. De exemplu, ca să avem erori sub 5 %, respectiv 10 %, rapoartele de pleoştire trebuie să fie mai mici decît 1/13, respectiv 1/10.

13. *L. Rajendram, S. H. Simmonds* (Canada) : *Analiza plăcilor subţiri de translaţie pleoştite.* Se prezintă o metodă de calcul în care placa curbă subţire şi

Fig. 4. Placă curbă subţire pe contur poligonal curbiliniu



---

*) Vezi de exemplu A. A. Beleş, M. Soare: Paraboloidul eliptic şi hiperbolic în construcţii. Ed. Academiei R. P. R., Bucureşti, 1964, p. 483–486.

**) Prin suprafaţă sinclastică se înţelege o suprafaţă avînd curbura totală pozitivă.

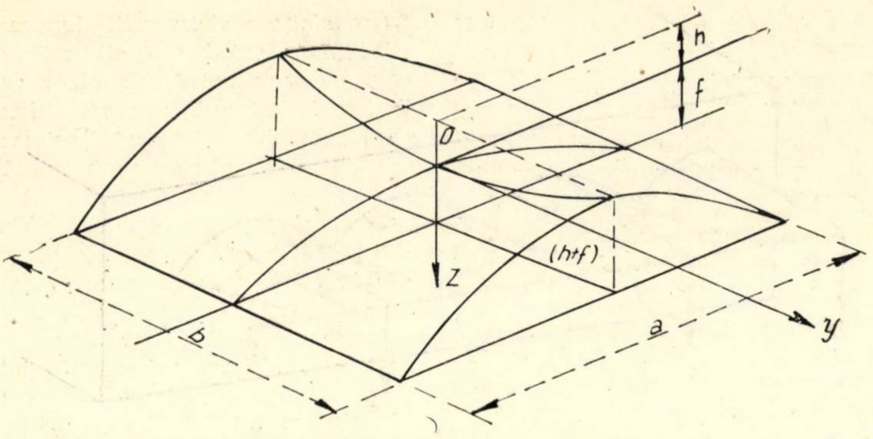


Fig. 5. Suprafaţă de gradul al patrulea

elementele marginale sînt aproximate printr-un model fizic analog, constînd din bare rigide, elemente deformabile elastic şi resoarte. Ecuaţiile de echilibru, în funcţie de deplasări, sînt scrise în puncte discrete ale analogului.

Avantajul metodei constă în aceea că permite rezolvarea multor probleme practice care nu sînt rezolvabile prin metodele analitice cunoscute (toate schemele de încărcare, diferite condiţii marginale, discontinuităţi interioare cu goluri sau nervuri de rigidizare).

Precizia metodei depinde de fineţea reţelei considerate.

Dezavantajul principal rezidă în necesitatea de a rezolva un număr mare de ecuaţii algebrice liniare, ceea ce impune folosirea calculatoarelor electronice.

14. *K. Szmodits* (Ungaria): *Analiza plăcilor curbe subţiri pleoştite de formă oarecare.* Se aplică metoda seriilor duble trigonometrice pentru cazul cînd ecuaţia suprafeţei mediane este de grad mai mare decît 2. Coeficienţii seriilor pentru săgeţi şi funcţia de eforturi rezultă din rezolvarea unui sistem de ecuaţii liniare în număr infinit (nu sînt arătate criterii de convergenţă pentru rezolvarea prin aproximaţii succesive).

Ca exemplu de aplicare se tratează suprafaţa (fig. 5)

$$z = 4f\frac{x^2}{a^2} - 4h\frac{y^2}{b^2} + 16h\frac{x^2y^2}{a^2b^2},$$

încărcată cu sarcină uniformă.

15. *H. A. Hadid* (Anglia): *Calculul numeric al conoizilor în teoria încovoierii.* Se examinează starea de încovoiere într-un conoid parabolic, pe cale variaţională, folosind două procedee: serii de matrice şi ecuaţii integrale reduse apoi la un sistem de ecuaţii liniare. Rezultatele teoretice sînt apoi comparate cu cele experimentale, obţinute pe un model din mortar armat.

16. *E. P. Popov, Z. A. Lu* (S.U.A.): *Calculul electronic al suprafeţelor de rotaţie încărcate simetric.*

Starea de eforturi într-o placă subţire de rotaţie poate fi studiată înlocuind-o printr-o succesiune de trunchiuri de con, care o aproximează.

Concluziile studiului sînt interesante şi anume:

a) independent de semnul curburii lui Gauss, perturbaţiile marginale au un caracter amortizat;

b) pot fi luate în considerare variaţii arbitrare ale grosimii şi proprietăţilor elastice ale materialului;

c) printr-o schemă iterativă, metoda propusă poate fi extinsă în cazul problemei deformaţiilor mari.

★

În încheiere vom sublinia numărul redus de contribuţii privind stabilitatea elastică a plăcilor curbe subţiri şi importanţa pe care a căpătat-o în cercetări utilizarea calculatoarelor electronice, evidenţiată chiar numai prin faptul că i-a fost dedicată la simpozion subtema I B.

În ansamblu, lucrările simpozionului I.A.S.S. trebuie apreciate ca interesante şi utile, prin comunicările semnalate, prin discuţiile care au urmat rapoartelor generale şi prin schimburile de păreri avute cu participanţii din lumea întreagă.

Dr. ing. M. Soare

RECENZII

Richard Schultz, Hans Kopatsch

DACH + DECKE + WAND

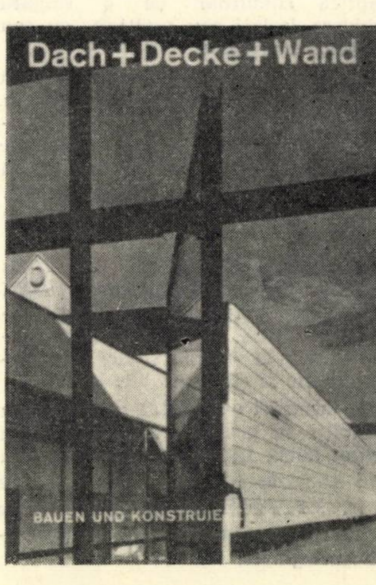
BAUEN UND KONSTRUIEREN MIT SIPOREX

(Acoperişuri, planşee şi pereţi construiţi cu siporex)

Stuttgard/Bern, Karl Krämer Verlag, 1966

Avînd o structură fundamental diferită de cea a materialelor tradiţionale, proprietăţi fizice şi mecanice încă insuficient explorate, gazbetonul continuă să ridice o vastă gamă de probleme legate de folosirea sa.

Dacă avantajele introducerii gazbetonului sînt în general evidente, în schimb condiţiile în care acesta poate fi folosit raţional, din punct de vedere tehnic şi economic, necesită încă numeroase precizări.



Sensibilitatea sa la influenţa unui mare număr de factori tehnologici, atmosferici, a celor legaţi de condiţiile de transport, depozitare, punere în operă, exploatare etc. cere mult discernămînt la introducerea sa în practica construcţiilor.

Lucrarea „Dach + Decke + Wand. Bauen und Konstruieren mit Siporex", editată în 1966 de firma Siporex din R.F.G. (editura Karl Krämer Stuttgart/Bern), constituie o nouă contribuţie la cunoaşterea gazbetonului de tipul Siporex.

Spre deosebire de Manualul Siporex editat acum cîţiva ani în Suedia, ale cărui obiective generale le preia, lucrarea acordă o mare atenţie, atît proprietăţilor fizico-mecanice ale gazbetonului, cît și factorilor care influențează aceste proprietăți, ceea ce conturează mai precis particularitățile acestui material și totodată oferă o bază tehnică mai temeinică în alegerea soluțiilor constructive, domeniilor și procedeelor de utilizare a gazbetonului. Lucrarea cuprinde un bogat material ilustrativ, care exemplifică procedeele de folosire a gazbetonului la construcții civile și industriale.

Ca și la alte publicații similare, însă, în această nouă lucrare se resimte lipsa unei părți esențiale : date și observații cu privire la comportarea în timp, în diferite condiții climatice, de exploatare (umiditate și temperaturi), seismice etc., a construcțiilor și finisajelor aplicate pe betonul celular.

Produsele de gazbeton tratate sînt blocurile mari verticale pentru pereți exteriori, fîșiile verticale pentru pereți despărțitori, panourile pentru pereți de hale industriale, plăcile de acoperiș și plăcile termoizolatoare. Blocurile mici sînt menționate doar în treacăt, ceea ce confirmă rolul secundar care li se acordă în ultimii ani în Occident printre alte produse de gazbeton.

Partea întîia și a doua a cărții, referitoare la tehnologia și caracteristicile gazbetonului-Siporex, cuprinde într-o formă succintă, ilustrată prin numeroase diagrame și buletine de analiză, o sinteză a cercetărilor efectuate în ultimii ani de o serie de specialiști remarcabili în domeniul gazbetonului : H. Schäffler, O. Graf, S. Reinsdorf. H. Granholm, P. Jonell, E. Purins ș.a.

În ce privește rezistența la compresiune a gazbetonului, se arată variația acesteia în funcție de umiditatea materialului, și condițiile de păstrare (în atmosferă, mediu med, în apă și în atmosferă cu mediu acid). De asemenea se dau valorile rapoartelor dintre rezistența la compresiune pe cub și pe perete.

Rezistența la întindere din încovoiere este exprimată în funcție de densitatea aparentă a gazbetonului și rezistența sa la compresiune.

Pentru modulul de elasticitate, se dau valorile medii corespunzătoare mărcii 35 și 50, precum și formula de calcul în funcție de rezistența la compresiune pe cub și pe prisme.

Totodată se analizează legătura dintre modul, densitatea aparentă și rezistența la compresiune pe cub, precum și valorile modulului de elasticitate inițial pentru gazbeton sort 0,4 ; 0,5 și 0,6.

Un interes deosebit prezintă datele referitoare la contracția și curgerea lentă a gazbetonului, tratată prin comparație cu betonul obișnuit, precum și variațiile dimensionale și deformațiile plăcilor armate sub sarcini de lungă durată.

Proprietățile termotehnice ale betonului celular sînt tratate pe larg, analizîndu-se variația coeficientului λ al materialului în funcție de temperatură, densitatea aparentă și umiditatea gazbetonului. Tot atît de detaliat este tratată problema rezistenței la transmisia termică a elementelor de producție și problema condensului.

O atenție deosebită s-a acordat umidității gazbetonului, care, după cum se știe, are o mare influență asupra caracteristicilor sale fizice și mecanice.

Problema rezistenței la foc a gazbetonului, în general puțin cunoscută, este de asemenea tratată într-o formă dezvoltată. Astfel se arată variația rezistenței la compresiune a gazbetonului în funcție de temperatură, variația temperaturilor pe fața opusă celei expuse focului, rezultatele încercării la foc a unui perete de 15 cm grosime etc.

Partea a treia cuprinde numeroase exemplificări ale procedeelor de folosire a gazbetonului Siporex în R.F.G., Austria, Suedia, Norvegia, Franța, Japonia, Mexic, Jugoslavia, Marea Britanie etc. la clădiri de locuit, social-culturale și industriale.

Pereții portanți ai clădirilor de locuit se execută în general din blocuri mari verticale (pe înălțimea etajului) și au unul sau două niveluri. La clădirile de locuit cu mai multe niveluri, pe schelet, pereții exteriori se execută cu același tip de blocuri mari verticale ca la zidăria portantă.

În toate cazurile, rosturile verticale dintre blocuri mari sînt acuzate, iar muchiile acestora teșite.

Pereții halelor industriale se execută din panouri orizontale care se montează fie la exteriorul stîlpilor halei, de care se fixează cu buloane, fie între stîlpi. Lucrarea cuprinde și un exemplu de hală blindată cu pereți exteriori executați din fîșii verticale pe toată înălțimea halei.

Ceea ce dă o valoare deosebită acestei părți a lucrării este faptul că ea conține numeroase detalii de prinderi, îmbinări, rosturi și alcătuiri de pereți și acoperișuri din elemente de gazbeton.

Ing. M. Simonici

OBIEMNÎE BLOKI V PROMÎȘLENOM STROÎTELSTVE

(Blocurile spațiale pentru construcții industriale)

Kiev, Izdatelstvo Budivelnik, 1965, 67 p., 27 fig., 9 tab.

В ПРОМЫШЛЕННОМ
СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Elementele spațiale s-au utilizat de mai mulți ani în U.R.S.S., la executarea clădirilor de locuit cu mai multe niveluri. În ultimul timp, Institutul de cercetări științifice pentru elemente de construcții (NIISK) a studiat extinderea domeniului de utilizare a elementelor spațiale și la construcții industriale.

Elementele spațiale pot fi folosite la construcția clădirilor social-administrative, a clădirilor auxiliare din cadrul întreprinderilor, precum și la o serie de lucrări speciale (transformatoare, galerii subterane, pasarele etc.).

Avantajul principal al construcțiilor din elemente spațiale constă în asigurarea unui grad maxim de finisare din fabrică a elementelor, cu reducerea în consecință a consumului de manoperă pe șantier.

Pentru construcții industriale se pot utiliza atît elemente spațiale cu dimensiuni în plan de 320 × 480 cm, a căror producție a fost asimilată în U.R.S.S. și se utilizează la construcțiile de locuințe, cît și elemente cu dimensiunile în plan de 300 × 600 cm, ale căror dimensiuni s-au stabilit ținînd seamă de modulul de 3 m utilizat la construcții industriale.

Elementele spațiale pot fi complet închise (cu 4 pereți și goluri de uși sau ferestre de dimensiuni curente), semi-închise (fără unul sau doi pereți), deschise (numai cu planșeu și stîlpi, fără pereți) și speciale pentru scări.

Lucrarea prezintă o serie de aplicații ale elementelor spațiale cu dimensiunile în plan de 300 × 600 cm și 320 × 480 cm la clădiri social-administrative de diferite tipuri și mărimi, din cadrul întreprinderilor industriale. Se dau caracteristicile constructive ale elementelor spațiale, arătîndu-se că ele sînt formate dintr-un panou de planșeu și din elementul spațial propriu-zis care cuprinde pereții și tavanul. Elementele spaţiale se pot realiza fie din beton greu obişnuit, fie din beton uşor de granulit, iar pereţii exteriori pot fi rezolvaţi în unele variante şi sub formă de panouri-cortină.

Se prezintă rezultatele încercărilor efectuate asupra elementelor spaţiale, care au dovedit că acestea corespund sub aspectul rigidităţii şi al deformaţiilor.

Se dau indicaţii asupra calculului elementelor spaţiale şi a ipotezelor adoptate.

Se prezintă diferite metode de producţie a elementelor spaţiale, arătîndu-se că cea mai eficientă este aceea a turnării continue a elementelor spaţiale în tipare cu pereţi exteriori ficşi şi cu miez deplasabil pe verticală. Posibilitatea confecţionării elementelor spaţiale prin metoda sus-menţionată a fost verificată şi confirmată prin încercările efectuate asupra prototipului maşinii EM-10/1, cu miez deplasabil pe verticală, descrisă în lucrare.

Se prezintă utilajul pentru asamblarea panourilor de planşeu cu elementul spaţial propriu-zis, pentru finisarea şi completarea elementelor spaţiale, precum şi schema tehnologică a unei linii de producţie în conveier.

Analizîndu-se eficienţa tehnico-economică a utilizării elementelor spaţiale la clădiri social-administrative, se arată că, în raport cu soluţiile cu panouri mari prefabricate, rezultă o reducere a preţului de deviz cu 10%, a consumului de manoperă pe şantier cu 34% şi a consumului total de manoperă cu 6%. În acelaşi timp se reduce durata de construcţie şi cheltuielile de întreţinere şi funcţionare a utilajelor.

Ing. G. Calmanovici

DOCUMENTARE

NOU SISTEM DE REZERVOARE PENTRU PRODUSE PETROLIERE

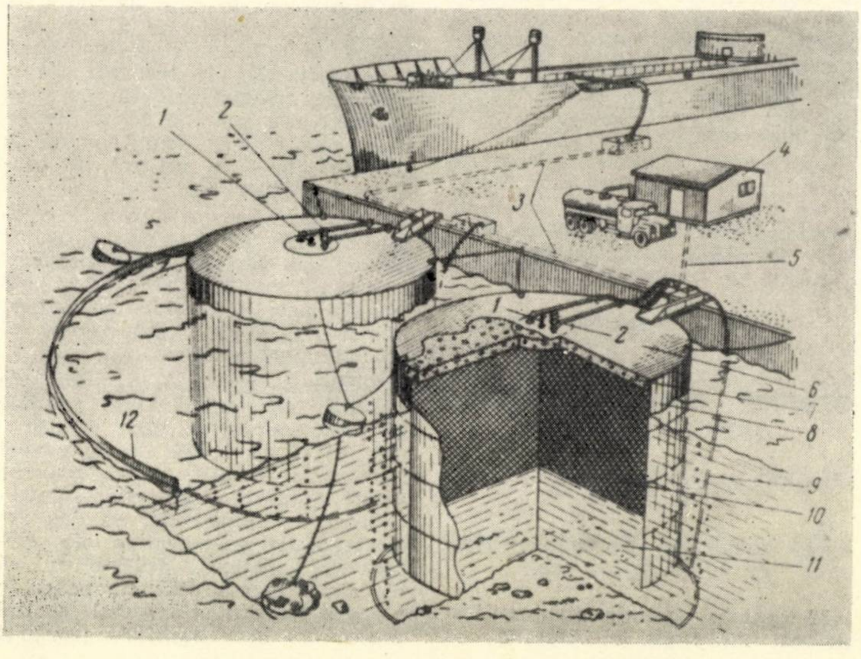
În Suedia a fost elaborat un nou sistem de rezervoare pentru păstrarea produselor petroliere. Rezervoarele se amplasează în apă şi nu au fund. Înainte de încărcarea lor cu produse petroliere, ele sînt pline cu apă. Pe măsura încărcării produselor petroliere, pe la partea superioară a rezervoarelor, apa este împinsă în jos şi evacuată din rezervor. Produsele petroliere nu se amestecă cu apa datorită diferenţei de greutate specifică. Pe măsura umplerii rezervorului, acesta se ridică puţin peste nivelul apei, fiind însă ancorat de fund.

Corpul rezervorului este executat din poliester armat cu fibre de sticlă care rezistă bine la coroziune şi la acţiunea agresivă a produselor petroliere. Rezervoarele se asamblează pe apă, din elemente inelare confecţionate în fabrică. Asamblarea se face de la acoperiş spre partea inferioară.

Fiecare rezervor este prevăzut cu o pompă montată pe acoperiş, astfel că poate funcţiona independent de instalaţiile de pe mal. S-a mai prevăzut de asemenea o instalaţie specială care semnalizează momen-

Fig. 1. Schema noului sistem suedez de rezervoare pentru produse petroliere

1 — ţeavă de comunicare cu atmosfera; 2 — pompă; 3 — ţeavă pentru umplerea rezervoarelor (de la tancul petrolier la rezervor); 4 — staţie de încărcare pe mal; 5 — conducte de alimentare a staţiei de încărcare de la rezervoare; 6 — acoperişul rezervorului; 7 — acoperiş plutitor; 8 — corpul rezervorului; 9 — conductă pentru aer comprimat împotriva îngheţării apei pe timp de iarnă; 10 — produse petroliere; 11 — apă; 12 — împrejmuire de protecţie



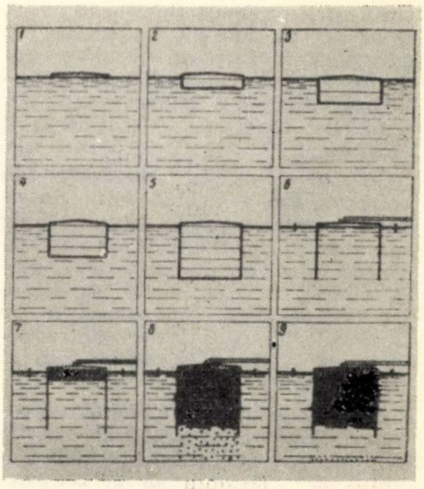


Fig. 2. Succesiunea de montaj a rezervorului şi de umplere cu produse petroliere

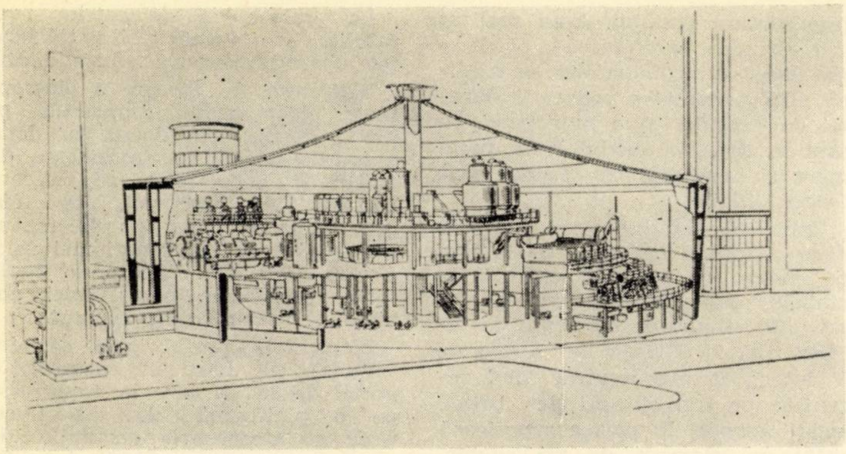


Fig. 3. Secţiunea axonometrică prin corpul principal de fabricaţie

tul cînd rezervorul s-a umplut cu lichid pînă la nivelul necesar, precum şi un dispozitiv care împiedică pomparea apei împreună cu produsele petroliere la golirea rezervoarelor. Pentru a împiedica îngheţarea apei din jurul rezervorului în timpul iernii, s-a prevăzut o ţeavă perforată prin care se introduce aer comprimat. Bulele de aer se ridică la suprafaţă şi antrenează apa mai caldă de la fund.

Noul sistem de rezervoare exclude pericolul de explozie şi reduce sensibil pericolul de incendiu. Datorită temperaturii relativ constante a mediului înconjurător, evaporarea produselor petroliere se reduce sensibil. Umplerea rezervorurelor se face uşor, deoarece nu se formează presiuni interioare mari, iar golirea este de asemenea uşoară. Montajul este foarte simplu şi nu sînt necesare lucrări de terasamente, betoane etc. Impurităţile care se pot găsi în produsele petroliere (nisip, pămînt, etc.) cad la fund şi se îndepărtează, prin aceasta îmbunătăţindu-se calitatea produselor şi dispărînd necesitatea curăţirii periodice a rezervoarelor. În timpul iernii, temperatura apei care înconjură rezervorul nu scade sub +4°C, ceea ce face ca produsele petroliere depozitate să se răcească mai puţin decît cele din rezervoare obişnuite, fapt care simplifică şi ieftineşte operaţiunile de încărcare şi descărcare. În acelaşi timp, presiunea pe pereţii rezervoarelor cufundate în apă este sensibil mai redusă decît cea care se exercită pe pereţii rezervoarelor obişnuite subterane sau supraterane.

(„Stroitelstvo turboprovodov“, nr. 11/1965)

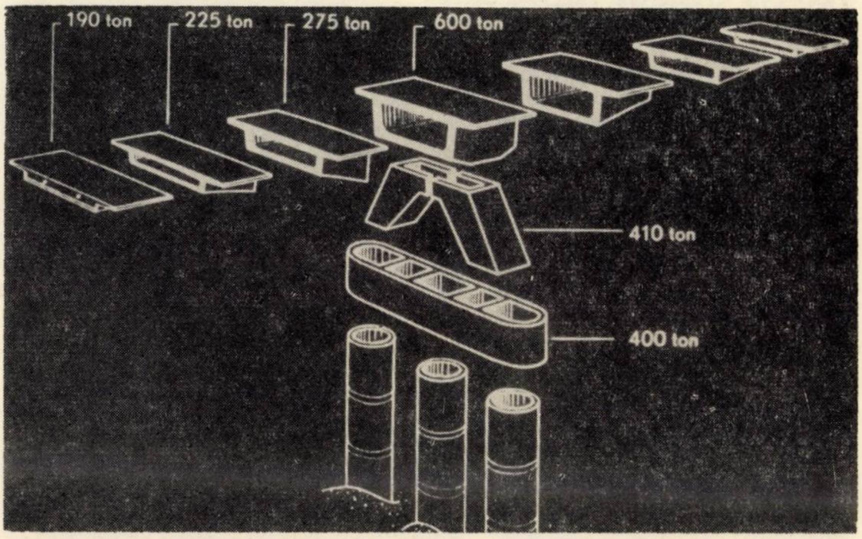
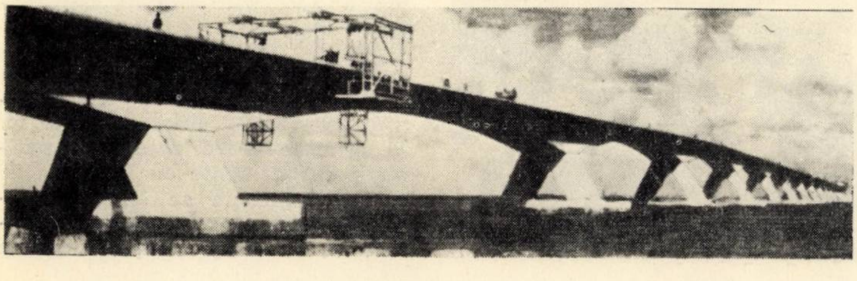


Fig. 5

Fig. 4



NOI TIPURI DE CONSTRUCŢII PENTRU FABRICI DE ZAHĂR

Institutul de proiectări „Ukrghiprosahar“ a elaborat proiectul unei fabrici de zahăr de tip nou, care prezintă indici tehnico-economici sensibil mai avantajoşi decît ai fabricilor de zahăr de aceeaşi capacitate, construite în prezent în U.R.S.S. după proiecte tip şi individuale.

Fabrica proiectată are o capacitate de prelucrare de 3 000 t sfeclă pe zi şi se distinge printr-o automatizare totală a proceselor de producţie cu utilizarea maşinilor de calcul electronice.

Corpul principal de fabricaţie are în plan o formă circulară cu diametrul de 72 m şi înălţimea la cornişă de 17 m. Prin adoptarea formei circulare în plan, s-a redus de 1,6—1,8 ori suprafaţa pereţilor exteriori pentru acelaşi volum de construcţie, în raport cu o clădire dreptunghiulară, şi s-au asigurat legături tehnologice mai scurte şi mai comode. Utilajele tehnologice sînt aşezate pe platforme-etajere nelegate de elementele portante ale pereţilor. Forma circulară a construcţiei a permis de asemenea adoptarea unei soluţii de acoperiş suspendat care este foarte economică.

Acoperişul suspendat este compus din 36 de cabluri radiale, fixate în centru de un inel de oţel cu diametrul de 2,5 m, iar la partea inferioară de un inel exterior de beton armat cu diametrul de

72 m. Inelul central de oțel reazemă pe un stîlp asamblat din tronsoane tubulare prefabricate din beton armat. Stîlpul central astfel format se utilizează pentru ventilarea clădirii.

Inelul exterior, supus la eforturi de compresiune, este alcătuit din elemente liniare prefabricate, de secțiunea Π, care reazemă pe stîlpi de beton armat așezați la intervale de 12,6 m, astfel ca spațiul dintre ei să se completeze cu panouri prefabricate cu lungimea de 12 m.

Platformele-etajere sînt alcătuite de asemenea din elemente prefabricate de beton armat și au înălțimile de 7,2 m și 13,2 m, distanța dintre stîlpi fiind de 6 m.

Noul tip de construcție al fabricii de zahăr reduce suprafața construită cu circa 40%, volumul construcției cu circa 34%, suprafața teritoriului cu circa 55% și lungimea drumurilor din incintă cu circa 79%, în raport cu un proiect tip în vigoare în U.R.S.S. pentru fabrici de zahăr de aceeași capacitate. Se reduc de asemenea cu circa 22% investițiile pe o tonă de capacitate de prelucrare și prețul de cost al prelucrării unei tone de zahăr scade cu 19%.

(*„Promîșlennoe stroilelstvo i ingenerie Soorujeniia"*, *nr.* 2/1965)

POD DIN ELEMENTE PREFABRICATE DE MARI DIMENSIUNI

În Olanda se construiește podul Oosterschelde, care va lega orașul Rotterdam cu insulele din partea de sud-vest a țării (fig. 4). Podul are o lungime totală de peste 5 km, iar cantitatea totală de beton utilizată în construcție este de circa 130 000 m^3. Aproximativ două treimi din volumul de beton al infrastructurii și practic toată suprastructura podului s-au realizat din elemente prefabricate. Utilizarea largă a prefabricării se explică prin necesitatea reducerii duratei de execuție și a manoperei pe șantier, deoarece podul trece peste mare și condițiile de lucru sînt foarte dificile.

Tablierul podului este format dintr-o grindă centrală de secțiune cheson cu plăci în consolă de ambele părți. Se utilizează în total patru tipuri de elemente de tablier (fig. 5). Culeele au forma de V întors, fiecare ramură fiind rezemată pe trei cilindri de beton, legați între ei la partea superioară printr-un element de tip cheson. Greutatea elementelor prefabricate utilizate variază între 190—600 t fig. 5).

Fig. 7

Fig. 6

La proiectarea elementelor prefabricate s-a urmărit și simplificarea operațiunilor de confecționare.

Platforma de turnare a elementelor prefabricate, amplasată pe malul mării, este dotată cu două macarale portal cu deschiderea de 60 m și capacitatea de ridicare de 300 tone care pot lucra cuplate, precum și cu opt alte macarale portal cu deschideri mai mici și capacități de ridicare de 8—75 tone. Macaralele portal mici pot trece pe sub macaralele mari.

Elementele prefabricate se decofrează cu ajutorul macaralelor portal de 300 t, care le transportă pe o platformă de depozitare, unde se efectuează operațiile de pretensionare a armăturii și injectare a mortarului. După terminarea acestor operații, elementele se preiau de pe platforma de depozitare tot cu macaralele portal de 300 tone și se transportă la un ponton special cu care se duc prin plutire pînă la locul de montaj.

Descărcarea din șlepuri și depozitarea agregatelor se face cu o macara mobilă. Centrala de beton este dotată cu două betoniere automate de 1000 l. Două silozuri de ciment de cîte 500 t sînt amplasate pe țărm, astfel că pot fi aprovizionate cu șlepuri. Oțelul-beton se aprovizionează de asemenea pe mare.

Cilindrii pentru fundații au un diametru exterior de circa 4,20 m și interior de circa 3,50 m, lungimea lor variind între 25 și 50 m. Ei se asamblează prin precomprimare din elemente cu lungimea de 6 m. Elementele se toarnă în tipare metalice prevăzute cu vibratoare de cofraj. După turnarea betonului, tiparele se acoperă cu prelate și se aburesc timp de circa 12 ore, pînă cînd betonul atinge o rezistență de circa 150 kg/cm^2, după care se desface tiparul exterior format din două jumătăți, iar cel interior se strînge puțin pentru a permite extragerea elementului tubular. Acesta este apoi basculat în poziție orizontală, cu un dispozitiv special și transportat la platforma de asamblare. Aici, elementele tubulare se așează în prelungire, cu interspații de 25 cm între ele, rosturile astfel formate armîndu-se și monolitizîndu-se. Prin toate elementele tubulare se trec cabluri de tip BBRV cuprinzînd cîte 22 fire de 7 mm diametru, care se pretensionează după ce betonul din rosturi a atins rezistența de 150 kg/cm^2.

Elemenetele pentru culeele în formă de V întors sînt compuse din două jumătăți turnate în poziție orizontală. Ele sînt de secțiune cheson și se precomprimă cu cabluri Freyssinet. Împărțirea elementului în două jumătăți s-a făcut în scopul simplificării tiparului metalic. După întărirea betonului, cele două jumătăți se asamblează pe un suport special.

Elementele pentru tablier se toarnă de asemenea în tipare metalice, partea interioară fiind demontabilă. Ele sînt precomprimate, atît în sens longitudinal, cît și transversal, armătura pretensionată transversală fiind alcătuită din cabluri Freyssinet formate din 12 fire Ø 7 mm.

(„Concrete Building and Concrete Products“ nr. 10/1965)

ACCIDENTE ÎN CONSTRUCȚII

Construcția centrului comercial din Atlanta era avansată. Ansamblul structurii parterului pe o suprafață de 2 000 m^2, formată din grinzi prefabricate din beton precomprimat cu secțiunea în dublu T, lungi de 18 m, rezemînd pe piloți din beton fundați pe masive (o secțiune a construcției comportînd mai multe etaje, a fost necesară fundarea pe piloți datorită solului nisipos) era terminat.

În interiorul construcției, la un singur nivel, se executa excavația necesară pentru montarea canalizărilor.

Săpătura adîncă între 1,50 m pînă la 4,50 m era în apropierea liniei piloților.

Lucrătorii au observat, în special, aproape de unul din acești piloți, o slăbire a peretelui și pentru securitate (?) au legat cu ajutorul unui cablu de oțel pilotul slăbit de cel vecin. Aceasta nu a împiedicat continuarea surpării ; pilotul, astfel slăbit, a basculat în tranșee, antrenînd în prăbușirea sa ansamblul structurii (fig. 6). Opt oameni au fost prinși sub dărămături, iar doi uciși.

(Batir, nr. 141/septembrie, 1965, după Engineering News Record)

COROZIUNEA UNEI STRUCTURI METALICE

În anul 1921 a fost construită la Brooklyn o sală de cinematograf de mare suprafață cu acoperișul suspendat de o structură metalică formată din cinci grinzi cu zăbrele nituite, cu o deschidere de 18 m, ale cărei elemente superioare se ridicau pînă la 1,80 m deasupra elementelor inferioare.

Grinzile erau legate între ele prin pane metalice de 4,80 m deschidere, care suportau o dală de beton de 15 cm grosime ; ele rezemau pe stîlpi din cărămidă prevăzuți în pereții de zidărie.

În urmă cu 12 ani, sala a fost transformată în magazin modern, pe un singur nivel, iar la cele două extremități, la mezanin, au fost amenajate birourile.

O echipă de întreținere lucra la refacerea învelitorii acoperișului, cînd brusc, acoperișul s-a prăbușit într-un zgomot de explozie făcînd să sară în țăndări geamurile clădirilor învecinate (fig. 7).

Cu toată greutatea mare a tonelor de beton și de oțel care s-au prăbușit în magazin, nu au fost decît 22 de răniți.

În urma cercetărilor făcute pentru determinarea cauzelor accidentului, s-a putut constata starea de coroziune foarte avansată a elementelor grinzilor cu zăbrele. Astfel s-a presupus că ruperea uneia dintre ele a provocat prăbușirea întregului acoperiș.

(Batir, nr. 143/noiembrie, 1965)

UN NOU TIP DE LAGĂR DE ALUNECARE PENTRU MORI TUBULARE

La montaj este practic imposibil să se asigure o aliniere perfectă a palierelor de alunecare, ce susțin corpul unei mori tubulare, ceea ce poate duce la suprasolicitări ale compoziției în vecinătatea extremităților cuzineților. Este de aceea foarte important ca aceștia să fie realizați în construcții cu autocentrare.

Soluția uzuală este realizarea suprafeței exterioare de sprijin a cuzinetului în formă de calotă sferică convexă și rezemarea ei în corpul lagărului pe o suprafață concavă sferică de aceeași rază. Dat fiind că executarea celor două suprafețe sferice de aceeași rază și ajustarea lor perfectă pun probleme practic nerezolvabile, s-a adoptat recent în R.F.G. o nouă soluție constructivă.

S-a păstrat forma sferică a suprafeței exterioare de reazem a cuzinetului, care se sprijină în două piese ușor reglabile, cu suprafețe interioare conice (fig. 8). În timp ce în cazul sistemului de rezemare sferic, posibilitățile de centrare sînt nesigure, chiar dacă piesele sînt executate într-o clasă de precizie superioară, noul sistem de rezemare sferă-con permite să se corecteze cele mai mici abateri ale diametrului sferei prin deplasări ale pieselor conice. Cuzinetul se sprijină pe două linii de contact ale suprafeței sferice cu piesele conice. Soluția permite de asemenea corectarea dezaxărilor, provocate de uzura stratului de compoziție.

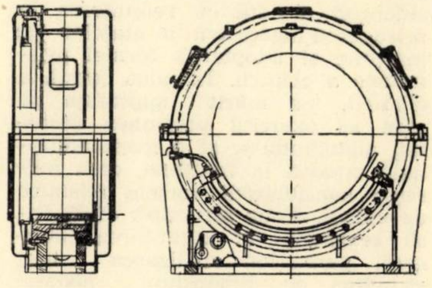


Fig. 8

Acest tip de lagăr de alunecare pentru mori tubulare s-a standardizat, pentru o gamă de diametre de la 500 la 2 240 mm.

(Zement-Kalk-Gips R.F.G. nr. 11/1965)

O NOUĂ SOLUȚIE CONSTRUCTIVĂ PENTRU CLĂDIRI ÎNALTE ÎN S.U.A.

La o serie de clădiri înalte pentru birouri construite recent în S.U.A., s-a adoptat o nouă schemă constructivă denumită „hull-core“, în care principalele elemente portante ale construcției sînt pereții exteriori și un miez central, care grupează încăperile de deservire, ascensoarele și scările. Spațiul dintre miezul central și pereții exteriori este complet liber de orice fel de elemente verticale portante și poate fi folosit pentru birouri mari și adînci dotate cu instalații de iluminat artificial și aer condiționat.

Este interesant de arătat că în timp ce la construcțiile recente de clădiri pentru birouri din Europa, adîncimea acestora nu depășește 7 m, în S.U.A. la noua construcție a Centrului Comercial Mondial (WTC) adîncimea birourilor a depășit 18 m.

Clădirile construite în S.U.A. după noul sistem constructiv au forma unei prisme regulate, fără retrageri ale fațadei, la etajele superioare. Pereții exteriori lucrează împreună ca un singur element tubular, care cuprinde în interiorul lui un al doilea element tubular format din miezul central în care sînt amplasate încăperile de deservire, ascensoarele și scările.

Planșeele reazemă pe pereții exteriori și pereții miezului central, fără nici un fel de reazeme intermediare.

Sistemul de structură, format din două tuburi concentrice portante, oferă o mare rigiditate la forțe orizontale, care cresc considerabil o dată cu renunțarea la retragerea succesivă a etajelor pe înălțime și adoptarea formei prismatice a clădirii. În noua formă a clădirii, s-a mărit suprafața pe care se exercită presiunea vîntului, adăugîndu-se și o masă adițională situată la înălțime, care mărește considerabil forțele seismice de calcul. Noua structură oferă însă rezistența și rigiditatea necesară, permițînd realizarea unei structuri cu dimensiuni neobișnuite cum ar fi aceea a clădirii WTC la 110 etaje, înălțimea de 410 m și lățimea de 63,5 m.

În noul sistem constructiv, cu pereți exteriori portanți și miez central, dispare necesitatea prevederii de diafragme de rigidizare plane, acestea fiind înlocuite în condiții mai bune de cele două tuburi concentrice formate de pereții exteriori și miezul central.

Acestea sînt supuse la eforturi importante de compresiune date de planșee, rezistînd astfel mai bine la eforturile de întindere date de vînt și sarcinile seismice, în timp ce la structurile clasice cu cadre și diafragme de rigidizare, eforturile de compresiune din acestea din urmă sînt mai mici, opunîndu-se astfel mai puțin celor de întindere din vînt. Prin aceasta se reduc considerabil dimensiunile fundațiilor care la structurile cu miez central și pereți exteriori portanți se pot mărgini la o fîșie îngustă sub pereți.

Pereții exteriori portanți se pot realiza în mai multe sisteme, dintre care trei au fost utilizate la o serie de construcții recente în S.U.A.

În primul sistem, utilizat la construcția imobilului John Hancock din San Francisco, peretele exterior portant a fost tratat ca o placă verticală simplă cu goluri dreptunghiulare pentru ferestre. Placa peretelui s-a turnat din beton ușor. Amplasarea golurilor în fațadă s-a făcut astfel încît să rămînă spațiu suficient pentru prevederea unei armături verticale și diagonale pentru preluarea solicitărilor din sarcinile seismice.

În al doilea sistem utilizat la clădirile Columbia Broadcasting System (C.B.S.) și WTC de la New York, pereții exteriori portanți au fost alcătuiți dintr-o serie de stîlpi uniți prin grinzi scurte, formînd un cadru multietajat.

Un al treilea sistem, utilizat la clădirea IBM din Pittsburgh, prevedea alcătuirea peretelui exterior dintr-o rețea de bare. Încărcările transmise de planșee se aplică numai la punctele de intersecție ale barelor. Sistemul se pretează în mod avantajos la prefabricare, elementele putîndu-se executa din oțel sau beton armat. Legătura dintre planșee și peretele exterior contribuie la rigidizarea acestuia și la împiedicarea flambajului, însă poate provoca apariția unor momente secundare în structura peretelui exterior. Sub acest aspect este avantajoasă transmiterea încărcările de la planșeu la pereți în axul acestora prin articulații, după cum s-a realizat la imobilul IBM din Pittsburgh.

Deoarece încărcările în pereții exteriori portanți variază considerabil pe înălțimea clădirii, apar dificultăți în adaptarea secțiunii transversale a elementelor portante în conformitate cu variația eforturilor, fără supradimensionări însemnate și fără a produce prejudicii aspectului arhitectural al fațadei. Astfel la clădirea Brunswick din Chicago, secțiunea transversală a stîlpilor din fațadă s-a redus treptat de la bază la vîrf.

Același procedeu s-a utilizat și la clădirea C B S din New York, însă variația secțiunii transversale a stîlpilor s-a compensat prin instalarea în spatele lor a conductelor instalației de aer condiționat a căror secțiune transversală variază invers cu aceea a stîlpilor, respectiv crește de la bază spre vîrf, menținîndu-se astfel constantă secțiunea transversală totală a stîlpilor împreună cu conductele.

În alte cazuri, cum ar fi cel al clădirii IBM din Pittsburgh, s-a menținut aceeași secțiune transversală a barelor rețelei de profile din fațadă, variindu-se însă calitatea oțelului utilizat.

Izolarea termică și împotriva agenților atmosferici a elementelor pereților exteriori se face cu materiale eficiente care să permită aplicarea lor într-o grosime redusă. Astfel stîlpii de beton armat ai clădirii C B S din New York au fost protejați cu un strat de spumă de poliuretan injectată în rostul de 5 cm, dintre structura de beton armat și plăcile decorative de căptușire din granit. La clădirea I B M din Pittsburgh, profilele metalice ale rețelei, care formează structura de rezistență a pereților exteriori, au fost izolate cu strat de mortar de azbest aplicat prin torcretare.

Execuția structurilor cu pereți exteriori portanți și miez central se ușurează datorită simetriei formei și simplității structurii.

În cazul prefabricării, numărul de tipuri de elemente este redus în comparație cu structurile tradiționale. Elementele pot avea înălțimea unui nivel și greutate de 2 tone, cum este cazul elementelor din beton armat prefabricat de la clădirea A.C.C. din Los Angeles sau înălțimea a 2 niveluri și greutatea de 3—5 tone (imobilului IBM din Pittsburgh).

În cazul executării structurii de rezistență a pereților exteriori din beton armat monolit, se poate utiliza un număr redus de tipuri de cofraje și cu un grad mare de refolosire. La construcția clădirii C B S din New York s-au utilizat cofraje metalice de inventar în care s-au turnat tronsoane de înălțimea unui nivel.

Miezul central poate fi turnat în cofraje glisante, într-un ritm mai rapid decît restul construcției. Totuși, în unele cazuri, utilizarea cofrajelor glisante a creat dificultăți la menținerea dimensiunilor exacte ale miezului central și din această cauză s-a revenit la cofraje demontabile sau s-a introdus în interiorul peretelui de beton al miezului central un schelet din armătură rigidă, care rămîne încorporat și servește ca ghidaj și pentru cofrajul glisant. De acest schelet de armătură rigidă se fixează cutiile pentru formarea golurilor în perete, asigurîndu-se astfel poziționarea lor precisă.

(„The Structural Engineer" 43, nr. 11, noiembrie 1965)

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

MINISTERUL
INDUSTRIEI CONSTRUCȚIILOR DE MAȘINI

UZINA STEAUA ROȘIE

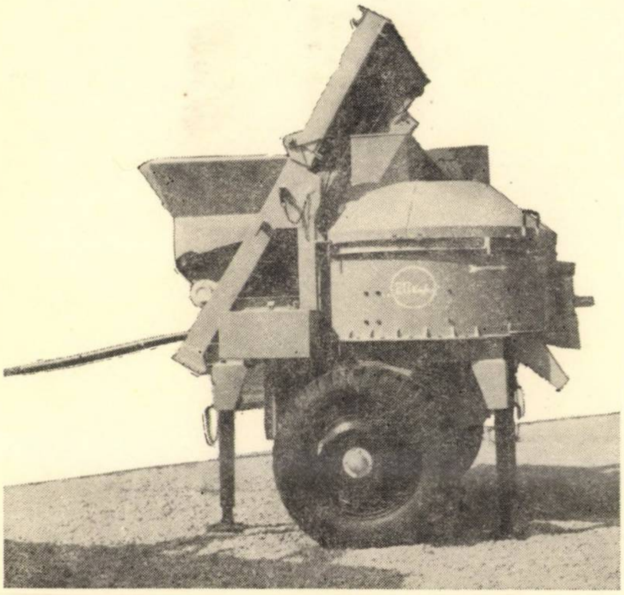
BUCUREȘTI

Str. Dr. C. Istrate nr. 1 – Raionul N. Bălcescu
— tel. 23.19.10

produce:

- Betoniere de 100, 250 și 500 l cu cădere liberă
- Malaxoare de mortar de 250 l
- Malaxoare de asfalt de 250 l acționate manual și electric
- Topitoare de bitum de 500 l
- Stingătoare de var de 1,2 – 1,5 t/oră
- Mașini de tencuit
- Aparate manuale și electrice de zugrăvit
- Macarale Pioner de 0,75 tf
- Macarale de fereastră de 150 kgf
- Trolii manuale de 1,25 ; 3,2 și 5 tf
- Dispozitive de tracțiune cu cablu DT-5
- Palane manuale cu melc de 0,5 ; 1 ; 2 ; 3,2 și 5 tf
- Vinciuri cu cremaliera de 5 ; 10 și 15 tf

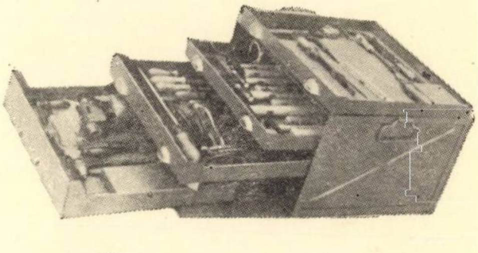
precum și:

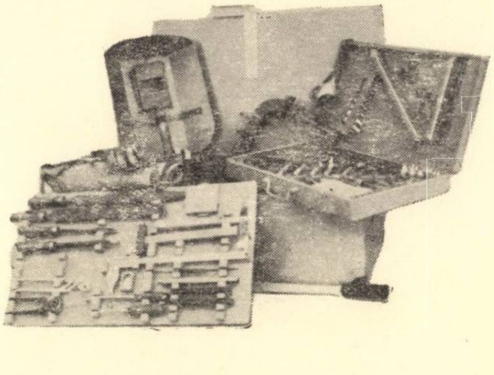


BETONIERE CU AMESTEC FORȚAT

Betonierele cu amestec forțat de 250 l și 500 l se folosesc la prepararea betoanelor în fabricile de prefabricate de beton armat, pe marile șantiere sau în centrale de beton.

Fiind echipate cu roți pe pneuri, deplasarea lor de la un șantier la altul se face prin remorcare la autocamion sau tractor.





Întreprinderea
6 MARTIE

Timișoara

Calea Circumvalațiunii nr. 8 – 12

produce:

- Scule de instalații
- Scule de mică mecanizare și construcții
- Schele metalice tubulare
- Utilaje pentru construcții

1966 SZEP 2 9.

E 1688

REFERÁLVA

RGAN
L COMITETULUI DE STAT
ENTRU CONSTRUCTII
RHITECTURĂ SI SISTEMATIZARE

R

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

• **H. V. GUȚU, A. CECIU** : Sistematizarea zonei de vest a stațiunii Mamaia. Amenajarea malurilor lacurilor Siut-Ghiol și Tăbăcăriei • **D. COȘA** : Considerarea deformabilității axiale a barelor în metoda deplasărilor • **V. PETCU** : Comportarea plastică a plăcilor dreptunghiulare de beton armat, rezemate pe tot conturul, solicitate de încărcări uniform distribuite • **P. CSONKA** : Plăci curbe subțiri sectoriale pe contur poligonal, trasate după o cuadrică • **M. SOARE** : Calculul practic al plăcilor subțiri cilindrice din beton armat. Stadiul actual al problemei • **I. GEORGESCU** : Calcularea cadrelor plane dreptunghiulare cu calculatorul electronic • **R. CONSTANTINESCU, M. ANGELESCU** : Scurtarea duratei de execuție a lucrărilor de finisaj • **I. GĂVOZDEA** : Studiul comparativ asupra productivității muncii în unități naturale pe diferite structuri de locuințe la construcțiile realizate în cartierul Grigorescu-Cluj • **D. IVAN, V. GHIMEȘ** : Comportarea la oboseală a șuruburilor pretensionate folosite în construcțiile metalice • **RECENZII**.

4

1966

MINISTERUL
INDUSTRIEI CONSTRUCŢIILOR DE MAŞINI

UZINA STEAUA ROŞIE

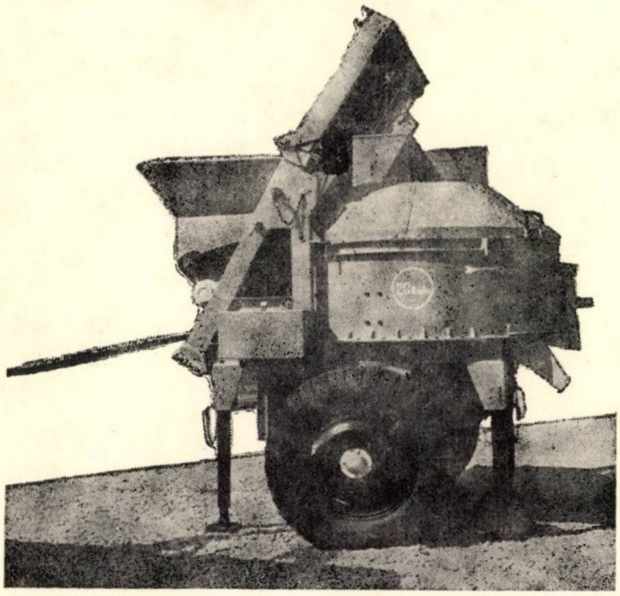
BUCUREŞTI

Str. Dr. C. Istrate nr. 1 — Raionul N. Bălcescu
— tel. 23.19.10

produce:

Betoniere de 100, 250 şi 500 l cu cădere liberă
Malaxoare de mortar de 250 l
Malaxoare de asfalt de 250 l acţionate manual şi electric
Topitoare de bitum de 500 l
Stingătoare de var de 1,2 — 1,5 t/oră
Maşini de tencuit
Aparate manuale şi electrice de zugrăvit
Macarale Pioner de 0,75 tf
Macarale de fereastră de 150 kgf
Trolii manuale de 1,25 ; 3,2 şi 5 tf
Dispozitive de tracţiune cu cablu DT-5
Palane manuale cu melc de 0,5 ; 1 ; 2 ; 3,2 şi 5 tf
Vinciuri cu cremaliera de 5 ; 10 şi 15 tf

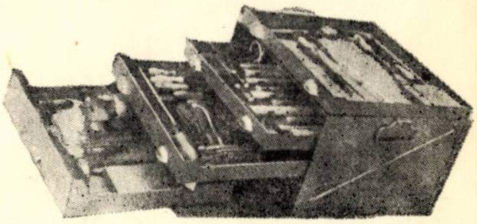
precum şi:

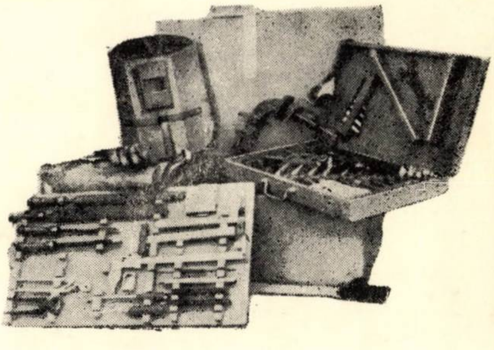


BETONIERE CU AMESTEC FORŢAT

Betonierele cu amestec forţat de 250 l şi 500 l se folosesc la prepararea betoanelor în fabricile de prefabricate de beton armat, pe marile şantiere sau în centrale de beton.

Fiind echipate cu roţi pe pneuri, deplasarea lor de la un şantier la altul se face prin remorcare la autocamion sau tractor.





Întreprinderea
6 MARTIE

Timişoara

Calea Circumvalaţiunii nr. 8 — 12

produce:

- Scule de instalaţii
- Scule de mică mecanizare şi construcţii
- Schele metalice tubulare
- Utilaje pentru construcţii

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

Revista
constrncțiilor
i a
materialelor
de construcții

RGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
ONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

4

1966

VOLUMUL 18. Nr. 4

APRILIE 1966

COLEGIUL DE REDACȚIE

rof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Ni-
olae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei,
onf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor respon-
abil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Hai-
nagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mate-
scu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi
Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu,
dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

Pa

H. V. GUȚU, A. CECIU

Sistematizarea zonei de vest a stațiunii Mamaia. Amenajarea malurilor lacurilor Siut-Ghiol și Tăbăcăriei 16

D. COȘA

Considerarea deformabilității axiale a barelor în metoda deplasărilor 17

V. PETCU

Comportarea plastică a plăcilor dreptunghiulare de beton armat, rezemate pe tot conturul, socilitate de încărcări uniform distribuite 18

P. CSONKA

Plăci curbe subțiri sectoriale pe contur poligonal, trasate după o cuadrică 19

M. SOARE

Calculul practic al plăcilor subțiri cilindrice din beton armat. Stadiul actual al problemei 19

I. GEORGESCU

Calcularea cadrelor plane dreptunghiulare cu calculatorul electronic 20

R. CONSTANTINESCU, M. ANGELESCU

Scurtarea duratei de execuție a lucrărilor de finisaj 212

I. GĂVOZDEA

Studiu comparativ asupra productivității muncii în unități naturale pe diferite structuri de locuințe la construcțiile realizate în cartierul Grigorescu-Cluj 215

D. IVAN, V. GHIMEȘ

Comportarea la oboseală a șuruburilor pretensionate folosite în construcțiile metalice 218

RECENZII

43 405

Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, organ al Comitetului de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistematizare — Redacția, administrația și casieria : București, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacția 13.98.80 ; administrația 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacției. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.74 Direcția Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacția Publicațiilor „Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții" și „Arhitectura"

Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poștale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

I.P.I. c. 3360

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1963 OKT 18

Sistematizarea zonei de vest a stațiunii Mamaia

Amenajarea malurilor lacurilor Siut-Ghiol și Tăbăcăriei

Ing. V. H. Guțu, ing. A. Ceciu

1. GENERALITĂȚI

Amplasată în cadrul natural, excepțional de favorabil, al istmului dintre Marea Neagră și lacul Siut-Ghiol, stațiunea Mamaia a căpătat un profil de folosire internațional, în urma realizării marilor ansambluri hoteliere, cunoscute pentru calitățile lor plastice și funcționale. Avînd o capacitate de cazare de peste 15 000 de turiști, stațiunea ocupă aproape 200 ha, din care 75 ha teritoriu construit, 45 ha plajă și 80 ha drumuri, parcaje, alei și spații verzi.

O dată cu dezvoltarea stațiunii s-a impus și sistematizarea zonei de vest, situată între magistrala rutieră și lacurile Tăbăcăriei și Siut-Ghiol (fig. 1).

Lacul Siut-Ghiol are o suprafață de circa 2 000 ha (fig. 2), un volum de apă de circa 90 milioane m^3, adîncimea medie de circa 5 m, prezintă variații sezoniere ale nivelului apei de maximum 1,00 m, vînturile puternice provoacă valuri pînă la 1,50 m înălțime, iar grosimea gheții atinge în iernile friguroase circa 60 cm.

Datorită variației nivelului apei din lacul Siut-Ghiol și a pantei reduse a malului estic, partea de vest a stațiunii Mamaia prezintă un mal natural variabil, pe suprafețe (neutilizabile) de zeci de hectare cu adîncimi mici de apă, pe care se dezvoltă, în detrimentul stațiunii, ierburi lacustre, stuf, țînțari, broaște etc.

Obiectivele urmărite prin sistematizarea zonei de vest și amenajarea malurilor sînt :

— asanarea lacurilor și salubrizarea zonei ;

— realizarea unui mal stabil cu contur bine definit și cu adîncimi de apă suficiente pentru desfășurarea natației, a sporturilor nautice, pescuitului etc. ;

— cîștigarea unor mari suprafețe de teren pe uscat și apă (circa 100 ha), destinate măririi capacității stațiunii, dublării actualei magistrale rutiere, amplasării de baze sportive, cluburi nautice, port pentru vaporașe și ambarcațiuni, parc pentru odihnă și distracții etc.

La proiectare, s-au îmbinat necesitățile de a avea cît mai multă apă disponibilă în lac (în special pentru industrie și irigație), cu condițiile de limitare a nivelului maxim, impuse de sistematizarea verticală a stațiunii Mamaia.

Pe baza proiectelor întocmite de către Institutul de studii și proiectări pentru construcții, arhitectură și sistematizare (ISCAS), s-au executat între anii 1963—1964 următoarele lucrări :

— Sistematizarea verticală a circa 30 ha, situate în zona parcului de distracții, a clubului nautic, precum și de-a lungul malului pînă în dreptul hotelului Ovidiu.

— Chei de beton armat, începînd de la clubul nautic Neptun pînă la hotelul Ovidiu, în lungime de 1 500 m, precum și 120 m în dreptul restaurantului Miorița.

— Debarcader de beton armat de 53 m lungime la clubul nautic Neptun, rampele de lansare a ambarcațiunilor în lac etc.

— Asanarea și sistematizarea verticală a fundului lacului pe lungimea de 1 500 m.

— S-a mai proiectat continuarea amenajării malului lacului pentru restul stațiunii Mamaia, pe lungimea de 5 200 m, care va permite recuperarea a circa 65 ha de teren pe uscat și pe apă. În cadrul acestei lucrări se prevede realizarea unui port de adăpostire și exploatare a vaporașelor și ambarcațiunilor, amplasat în dreptul hotelului Albatros.

În planurile de situație anexate (fig. 1 și 4) sînt indicate :

— conturul malului proiectat ;

— amenajarea în plan a terenurilor cîștigate ;

— dotările prevăzute în zonă ;

— amplasamentele cluburilor nautice și ale bazelor pentru folosirea și adăpostirea vaporașelor și ambarcațiunilor ;

— drumuri magistrale noi, cum sînt : artera de legătură între DN 2 și Mamaia (care evită trecerea prin Constanța), dublarea actualei magistrale din Mamaia.

Proiectarea acestor lucrări a pus probleme dificile datorită, pe de o parte, condițiilor naturale foarte grele (maluri nisipoase, instabile, valuri pînă 1,5 m la furtună, variația sezonieră de 1 m a nivelului apei din lac, nivelul maxim al apei din lac, situat cu 2,5 m deasupra nivelului mării și aproximativ la aceeași cotă cu terenul sistematizat vertical al stațiunii), iar pe de altă parte, datorită condițiilor complexe de sistematizare urbanistică, precum și lipsei de experiență și de documentație, în acest domeniu nou. O primă problemă a fost stabilirea cotelor caracteristice ale malului amenajat și ale fundului lacului lîngă mal. Pentru acestea s-a ținut seamă de o serie de condiții legate de exploatarea lacurilor (pentru industrie, irigație, piscicultură, agrement), de sistematizarea verticală pe ansamblu, de nivelul pînzei freatice (care fiind ridicat poate inunda subsolul celor mai coborîte construcții).

Cota fundului lacului lîngă chei determină dimensionarea și costul cheiului și are o deosebită importanță asupra volumului lucrărilor de dragaje, condițiilor de natație, evitării pericolului de înec și asupra creșterii vegetației.

În lacul Siut-Ghiol, înălțimea apei lîngă chei variază între 0,50 m și 1,10 m, ceea ce s-a considerat satisfăcător, avîndu-se în vedere că, în orice caz, sînt necesare lucrări de întreținere și curățire periodică a fundului lacului.

Criteriile pentru stabilirea traseului cheiului au fost :

— amplasarea cheiului în dreptul curbei de nivel + 1,20 m ;

— evitarea săpăturilor în zonele cu vegetație intensă, prin includerea acestora în uscat ;

— realizarea compensării maxime între volumele de nisip săpat prin dragaje la asanarea lacului și umpluturile necesare sistematizării verticale a uscatului nou realizat ;

— adoptarea unui traseu armonios și estetic, favorabil amplasării viitoarelor construcții și dotări ;

— realizarea unor zone de golfuri și peninsule potrivite pentru debarcadere, ștranduri etc. ;

— evitarea zonelor de adîncime mare care duc la supradimensionarea cheiului ;

— obținerea de noi terenuri necesare pentru diverse dotări (clubul nautic Neptun, terenuri de sport etc.), precum și pentru dublarea actualei magistrale rutiere, care necesită o ampriză de 40 m în afara șoselei existente.

Tabela 1

Cotele caracteristice adoptate față de nivelul Mării Negre

Elemente	Cote caracteristice	
	Lacul Siut-Ghiol	Lacul Tăbăcăriei
— ape maxime	2,30	1,60
— ape medii	2,00	1,45
— ape minime	1,70	1,30
— partea superioară a cheiului	2,70	1,80
— fundul lacului lîngă chei	1,20	0,80
— afuierea maximă a fundului lîngă chei	0,80	0,50

2. DESCRIEREA LUCRĂRILOR

A. Sistematizarea verticală și amenajarea lacului

Configurația fundului lacului era foarte variată, întrucît, în afară de fundul natural cu pante mici și adîncimi reduse de apă, existau zone cu adîncimi de 5—7 m, ca urmare a dragajelor efectuate în anii 1960—1961 pentru procurarea nisipului necesar sistematizării verticale din stațiune.

În consecință, s-au executat umpluturi masive în uscat și în apă și săpături pentru realizarea profilului proiectat.

Dispozițiile adoptate în profilurile transversale tip asigură condițiile necesare stabilității cheiului și terenului sistematizat. Astfel, profilul transversal tip nr. 1 (fig. 3) se aplică în zonele cu umpluturi, iar profilul transversal tip nr. 2 (fig. 3) se aplică în zonele cu săpături.

Sistematizarea verticală a uscatului (fig. 4) a constat din :

— mișcările de terasamente, nivelarea terenului și așternerea unui strat de 20 cm pămînt vegetal ;

— asigurarea unei înălțimi de gardă deasupra nivelului apelor medii de 0,70 m, sporită în dreptul construcțiilor (clubul Neptun) la 1,20 m ;

— asigurarea scurgerii apelor superficiale spre lac sau spre puțuri absorbante.

Pentru micșorarea acțiunii valurilor asupra cheiului, s-a prevăzut un prag de fund cu lățimea minimă de 8,00 m la cota de +1,20 m, adîncimea medie a apei în dreptul cheiului fiind de circa 0,80 m. Pragul împiedică propagarea liberă a valurilor mari pînă la chei. Detaliile de execuție a terasamentelor din apă sînt indicate în profilurile transversale și în diagramele lucrărilor de hidromecanizare (fig. 5), în care se arată fîșiile de lucru, deplasările drăgilor, traseele conductelor de refulare, amplasamentele depozitelor de nisip refulat etc.

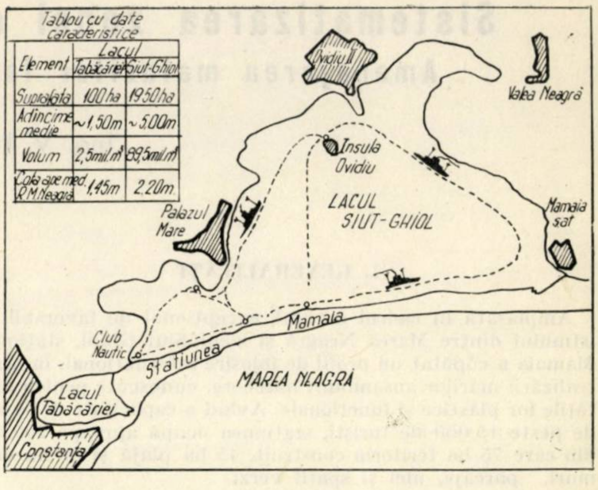
B. Cheiul din beton armat

Acest chei este prima lucrare realizată la noi în condițiile dificile ale unui lac foarte mare, cu malurile nisipoase și instabile specifice litoralului. Stabilirea soluției pentru consolidarea malului a necesitat analiza mai multor posibilități de amenajare, arătate în figura 6. Totodată s-a avut în vedere și comportarea unor consolidări de mal executate anterior, care însă n-au fost satisfăcătoare.

S-au studiat comparativ mai multe variante și anume :

Varianta I. Malul este consolidat cu un element vertical de beton prefabricat, cu înălțimea de 1,90 m, așezat pe o saltea de fascine stabilizată cu anrocamente. Soluția nu corespunde funcțional și estetic, permite creșterea vegetației, împiedică baia în lac, iar procurarea fascinelor este dificilă în zona litoralului.

Variantele II—V. Malul este consolidat cu pereuri din dale de beton, cu diverse înclinări ale taluzului, fundate pe saltele de fascine și anrocamente. Soluțiile nu corespund pentru acostarea ambarcațiunilor la mal, iar anrocamentele și fascinele prezintă dezavantajele arătate.



Tablou cu date caracteristice

Element	Lacul Tăbăcăriei	Lacul Siut-Ghiol
Suprafața	100 ha	1950 ha
Adîncime medie	~1,50 m	~5,00 m
Volum	2,5 mil. m³	89,5 mil. m³
Cota ape med. R.M. Neagră	1,45 m	2,20 m

Fig 2. Plan de situație și date caracteristice pentru lacurile Siut-Ghiol și Tăbăcăriei

Variantele VI—VII. Malul este amenajat pe mică adîncime cu consolidări ușoare. Soluțiile sînt ieftine, dar au caracter provizoriu și nu corespund condițiilor funcționale (nautice, canotaj și baie) și estetice.

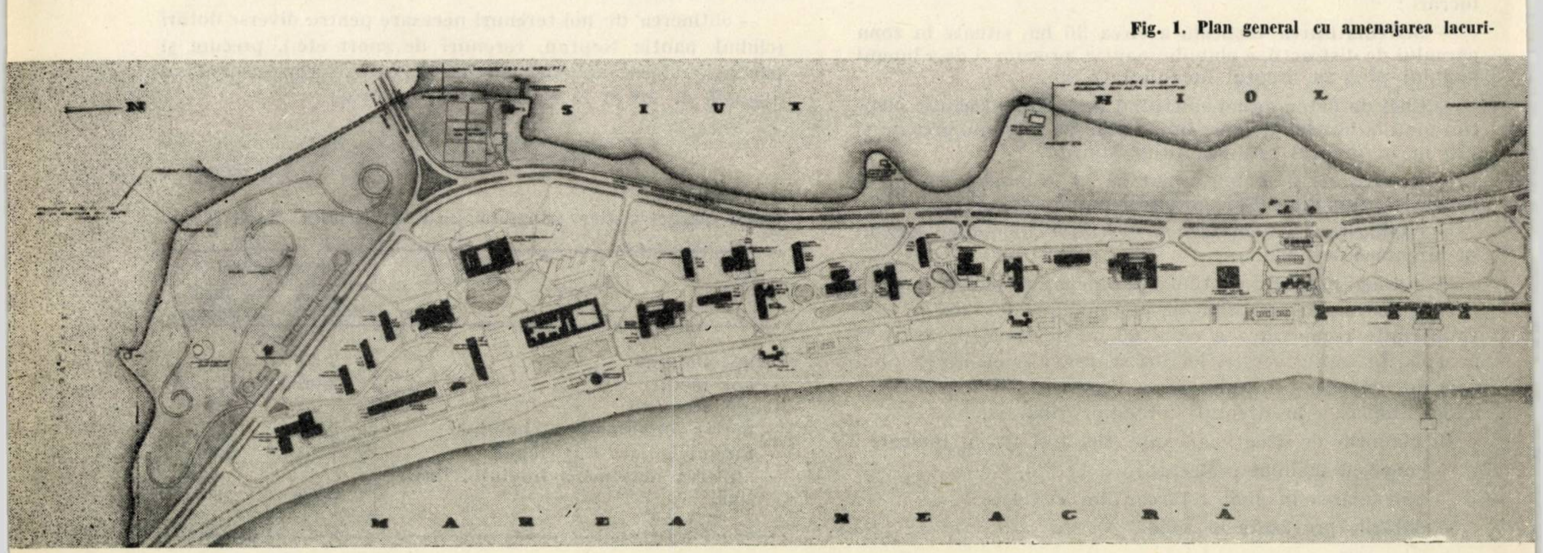
Varianta VIII. Este soluția adoptată (fig. 7) și constă dintr-un chei vertical din piloți și plăci din beton armat prefabricat, monolitizați la partea superioară cu o grindă de beton armat turnată pe loc. Piloții de beton armat prefabricat B 250, amplasați din 2 în 2 m, au secțiunea de 35×35 cm, lungimea de 5,25 m și greutatea de 1 600 kg (fig. 8). Pe piloți reazemă plăci de beton armat prefabricat cu dimensiunile de 1,98 × 1,65 × 0,12 m și greutatea de 980 kg (fig. 9), așezate pe ancorele piloților, astfel ca partea inferioară să fie încastrată cu 40 cm, sub cota fundului amenajat.

La partea superioară, piloții și plăcile au mustăți și sînt monolitizați de o grindă de coronament din beton armat B 250 cu secțiunea 30×80 cm, care are rol și de sparge val.

Rosturile dintre plăci și piloți sînt etanșate dinspre uscat cu ajutorul unor pene verticale din beton B 110, turnat sub apă în cofraje metalice recuperabile, cu secțiunea 60 × 30 cm. La partea superioară a cheiului s-a prevăzut un trotuar de protecție de 1,50 m lățime, alcătuit din 2 cm asfalt, turnat pe o fundație de 15 cm de beton armat B 110, ancorat de grinda sparge-val.

În spatele cheiului, pe toată lățimea trotuarului, s-a executat, pentru consolidarea umpluturii, un semimasiv din solciment de 0,50 m grosime. Acest element s-a dovedit foarte util, mărind stabilitatea cheiului și a umpluturii de nisip la acțiunea dinamică a apei. Soluția îndeplinește condițiile de

Fig. 1. Plan general cu amenajarea lacuri-



funcţionalitate, are rezistenţa necesară şi asigură menţinerea cotelor caracteristice. Ea permite acostarea bărcilor şi amplasarea ştrandului lîngă chei, este estetică, atrage vizitatori, asigurînd condiţii pentru pescuit şi plimbare, şi dă posibilitate pentru amplasarea de dotări în lungul malului.

Prin folosirea elementelor de beton armat prefabricat este posibilă execuţia mecanizată a lucrărilor pe orice vreme.

Prin proiectare s-au introdus materiale, procedee şi utilaje noi şi anume :

— Introducerea piloţilor, cu fişa de peste 5 m, în nisip umed îndesat, prin vibropresare.

— Consolidarea malului cu o singură placă rezemată de ancorele piloţilor şi ancorată în grinda de coronament. S-a evitat soluţia tip, avînd mai multe plăci rezemate pe piloţi, deoarece permite antrenarea nisipului de pe mal printre rosturi, iar montarea sub apă este mult mai dificilă decît pentru o singură placă.

— Stabilirea posibilităţii de introducere în nisip prin vibropresare a plăcilor mari din beton armat prefabricat, de tipul palplanşelor.

— Folosirea solcimentului ca material de umplutură şi rezistenţă, foarte stabil la acţiunea chimică şi dinamică a apei. Solcimentul s-a confecţionat în betonieră din 80 % nisip, 20 % argilă loessoidă şi 84 kg ciment la m^3.

— Etanşarea rosturilor dintre plăci, prin turnarea pintenilor de beton sub apă.

— Stabilirea condiţiilor pentru conlucrarea între chei şi trotuarul ancorat în grinda de coronament.

— Proiectarea profilului transversal al fundului amenajat, pentru a prelua acţiunea dinamică a valurilor înaintea cheiului.

Dimensionarea cheiului (fig. 10) s-a făcut ţinînd seamă de :

— Viteza vîntului de 100 km/h.

— Lungimea fetch-ului, care este de circa 2 km, rezultînd o înălţime maximă a valurilor de circa 1,50 m.

— Adîncimea de afuiere prin acţiunea verticală şi orizontală a valurilor din faţa cheiului, care este de 0,40 m. La dimensionare s-au avut în vedere normele sovietce S.N. 92—60 „Condiţii tehnice pentru determinarea acţiunii valurilor asupra construcţiilor maritime şi fluviale şi asupra malurilor'', precum şi metodele şi formulele de calcul din manualele de specialitate.

Împingerea pămîntului cu suprasarcina s-a calculat cu următoarele date : nisip mediu cu greutatea volumetrică de 1,8 t/m^3, unghiul de frecare interioară de 33° şi suprasarcină de 0,6 t/m^2.

Date de calcul :

a. *Parametrii valului*

D = 1,5 km ; lungimea fetch-ului
V = 27,8 m/s = 100 km/h ; viteza vîntului
2h = 1,50 m ; înălţimea maximă a valului
2L = 10,40 m ; lungimea valului
H = 1,50 m ; adîncimea critică.

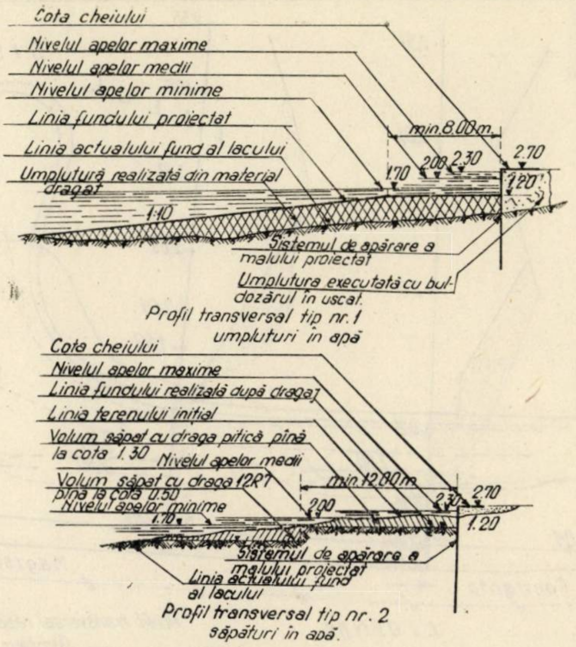

Cota cheiului
Nivelul apelor maxime
Nivelul apelor medii
Nivelul apelor minime
Linia fundului proiectat
Linia actualului fund al lacului
Umplutură realizată din material dragat
min. 8.00 m.
2.70
2.00
2.30
1.70
1.20
1:10
Sistemul de apărare a malului proiectat
Umplutura executată cu buldozărul în uscat.
Profil transversal tip nr. 1 umpluturi în apă
Cota cheiului
Nivelul apelor maxime
Linia fundului realizată după dragaj
Linia terenului inițial
Volum săpat cu draga pitică pînă la cota 1.30
Nivelul apelor medii
Volum săpat cu draga 12RT pînă la cota 0.50
Nivelul apelor minime
min. 12.00 m
2.30
2.70
2.00
1.70
1.20
Sistemul de apărare a malului proiectat
Linia actualului fund al lacului
Profil transversal tip nr. 2 săpături în apă.

Fig. 3. Profil transversal tip nr. 1 şi nr. 2

b. *Impingerea pămîntului şi a valurilor*

H = 1,70 m ; adîncimea maximă a apei, inclusiv afuierea de 0,40 m
P1 = 1,06 t ; forţa de împingere a valurilor pe 1 m.

c. *Solicitările maxime pentru pilot*

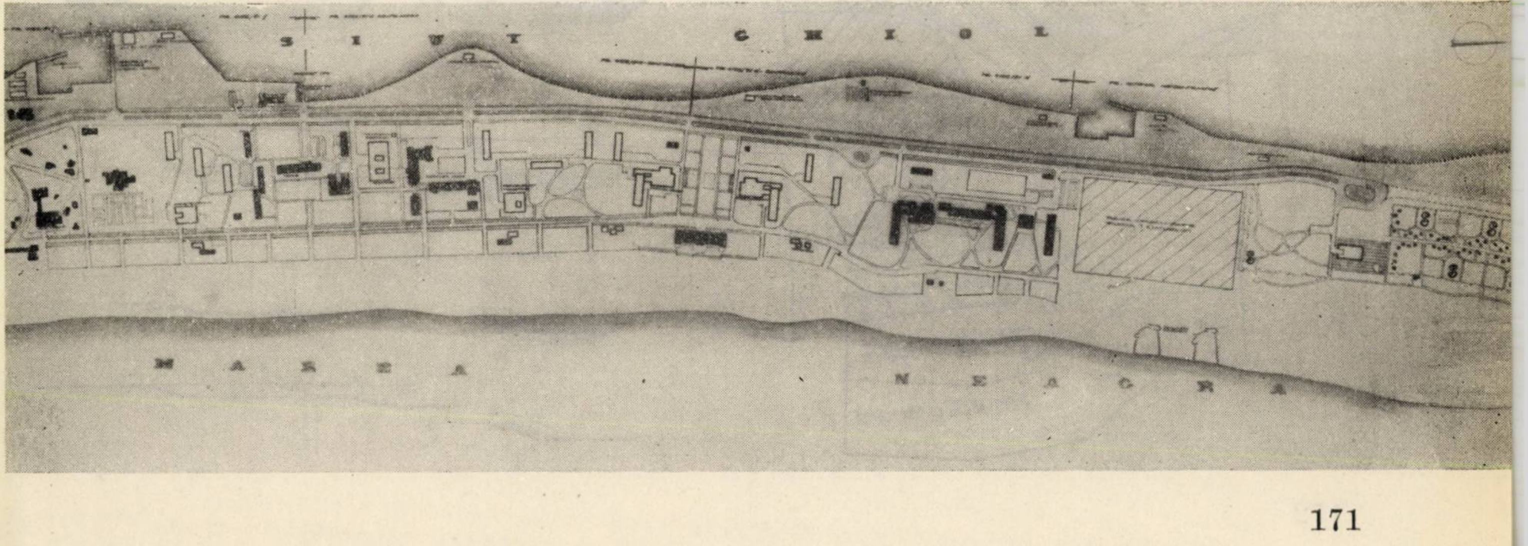
M1 = 4,40 tm ; moment din împingerea pămîntului
M2 = 3,50 tm ; moment din împingerea valurilor.]

d. *Solicitările maxime pentru placă*

M1 = 0,54 tm/0,70 m ; moment din împingerea pămîntului pentru fîşia inferioară
M2 = 0,42 tm/0,95 m ; moment din împingerea pămîntului pentru fîşia superioară
M3 = 0,44 tm ; moment din împingerea valurilor.

Elementele din beton armat prefabricat s-au proiectat cu oţel OL 38, ciment maritim MPA 400 şi cu acoperirea armăturii de minimum 3 cm pentru a se asigura protecţia contra coroziunii armăturii în zona litoralului.

lor din Mamaia şi sistematizarea zonei de vest


S I U T G H I O L
M A M A I A

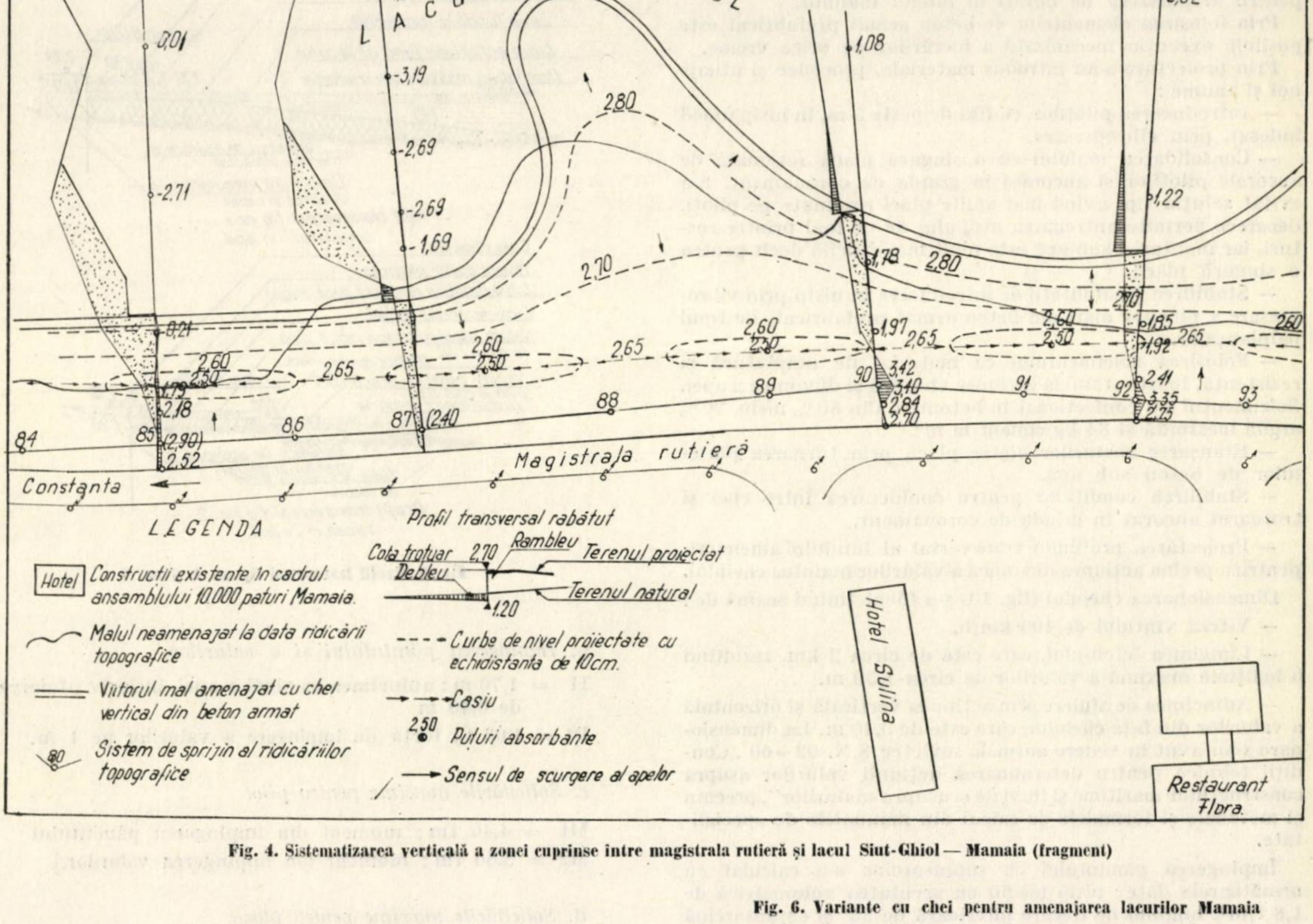

LACUL SIUT-GHIOL
0,36
-2,51
-1,84
0,62
2,01
-3,19
1,08
2,80
-2,69
-2,71
-2,69
1,22
-1,69
2,70
1,78
2,80
8,21
2,60
2,50
2,65
2,60
2,50
2,65
2,60
2,50
1,97
2,65
2,60
2,50
1,85
2,65
2,60
1,92
1,79
2,18
3,42
3,10
2,84
2,70
2,41
3,35
2,75
84
85
(2,90)
2,52
86
87
(2,40)
88
89
90
91
92
93
Constanța
Magistrala rutieră
LEGENDA
Hotel
Construcții existente în cadrul ansamblului 10.000 paturi Mamaia.
Malul neamenajat la data ridicării topografice
Viitorul mal amenajat cu chei vertical din beton armat
Sistem de sprijin al ridicărilor topografice
80
Profil transversal rabătut
Cota trotuar
2,70
Rambleu
Debleu
1,20
Terenul proiectat
Terenul natural
Curbe de nivel proiectate cu echidistanța de 10cm.
Rigolă
Cașiu
2,50
Puțuri absorbante
Sensul de scurgere al apelor
Hotel Sulina
Restaurant Flora.

Fig. 4. Sistematizarea verticală a zonei cuprinse între magistrala rutieră și lacul Siut-Ghiol — Mamaia (fragment)

Fig. 5. Diagrama executării hidromecanizării

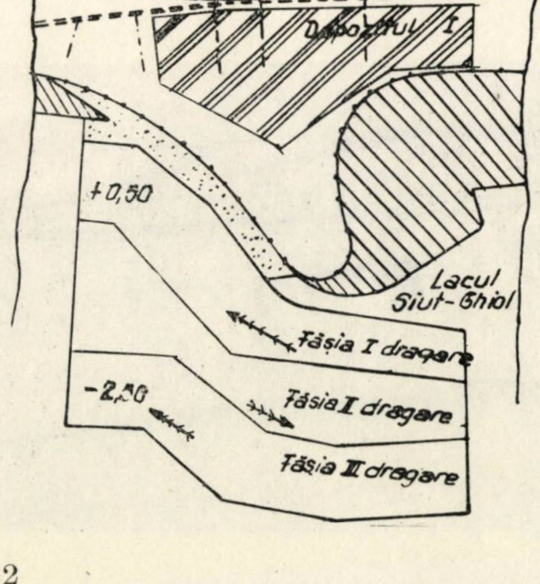
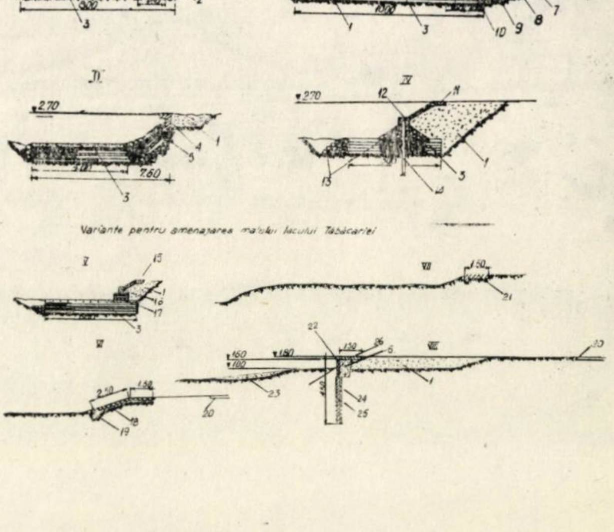

Magistrala Mamaia Constanța
Depozitul I
+0,50
Lacul Siut-Ghiol
Fâșia I dragare
-2,50
Fâșia II dragare
Fâșia III dragare

Fig. 6. Variante cu chei pentru amenajarea lacurilor Mamaia

1 — umplutură de nisip ; 2 — element de beton prefabricat ; 3 — saltele de fascine de 0,75 m lestate cu anrocamente ; 4 — grindă sparge val din beton armat ; 6 — nisip stabilizat cu ciment 7% ; 7 — beton de egalizare ; 8 — dale din beton articulate ; 9 — umplutură din anrocamente ; 10 — gabioane ; 11 — dale din beton eventual articulate ; 12 — grindă de beton prefabricat ; 13 — anrocamente; 14 — stîlp prefabricat din beton armat D = 20 cm, h ≃ 3 000 m ; 15 — dale din beton simplu ; 16 — bloc din beton simplu turnat pe loc ; 17 — prefabricate din beton armat ; 18 — zidărie de piatră cu mortar de ciment ; 19 — pinten din beton ; 20 — alee de pieton ; 21 — element de beton simplu turnat pe loc ; 22 — grindă din beton armat turnat pe loc ; 23 — umplutură cu nisip prin hidromecanizare ; 24 — beton B 50 turnat după montarea pilotului (în ipoteza montării prin forare) ; 25 — stîlp prefabricat din beton armat montat prin forare ; 26 — dale din beton


Variante pentru amenajarea malului lacului Siut Ghiol
I
2,70 Cota superioară
2,50 Nivel ape max
1,50 Nivel ape min.
1,00
III
2,70
II
2,70
7,60
IV
2,70
12
11
13
Variante pentru amenajarea malului lacului Tăbăcăriei
V
15
16
17
VI
2,50
1,50
18
19
20
VII
1,50
21
VIII
22
26
1,60
1,80
1,00
23
24
25

C. Debarcaderul de la Clubul nautic Neptun

Pentru acostarea ambarcaţiunilor şi a vaporaşelor la Clubul nautic, s-a proiectat un debarcader din beton armat în formă de T, cu laturile de 26 m şi 27 m şi cu lăţimea de 3,10 m (fig. 12). Infrastructura este alcătuită din 12 pile din beton B 140 cu secţiunea în plan de 1,00 × 1,60 m şi cu înălţimea medie de circa 2,50 m, fiecare pilă fiind aşezată pe cîte doi piloţi. Suprastructura este alcătuită din 10 deschideri de 4,84 m, cu 30 fişii cu goluri din beton armat prefabricat tip F 44—6 şi 20 fişii tip F 44—4. Debarcaderul este prevăzut cu parapete, scări, bolarzi şi iluminat electric.

D. Port la lacul Siut-Ghiol în dreptul hotelului Albatros

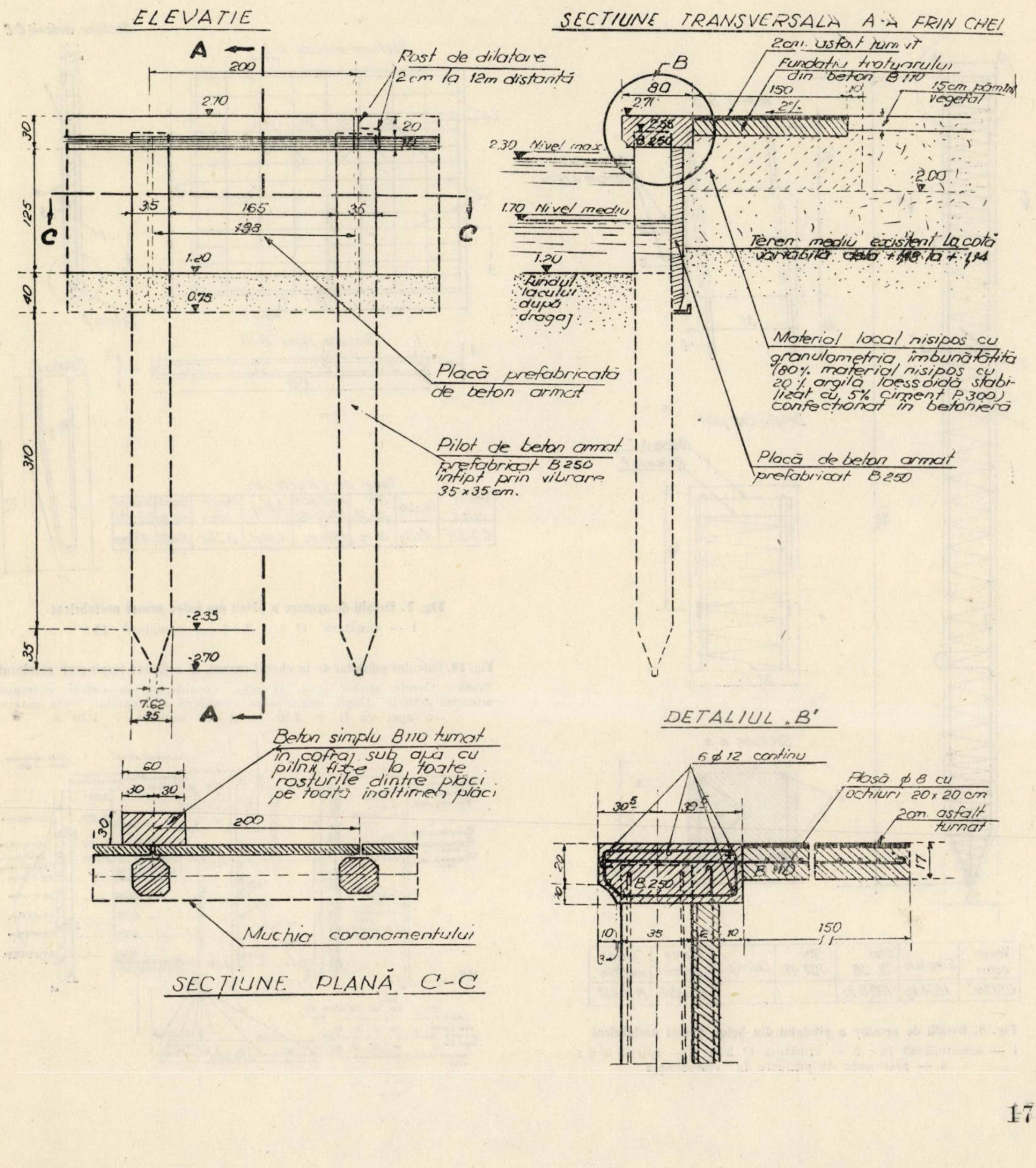
Pentru acostarea, întreţinerea şi iernarea vaporaşelor şi ambarcaţiunilor, s-a proiectat un port cu dimensiunile de 136 × 98 m, cheiul debarcader avînd 62 m, iar cala de lansare 29 m (fig. 13).

Spre larg se prevăd două diguri de 4,50 m lăţime cu lungimile de 87 m şi 50 m, care închid bazinul, lăsînd o poartă de 29 m. Cotele fundului în acvatoriu sînt : 0,00 m în zona accesibilă vaporaşelor şi + 0,50 m la 1,20 m în rest. Pentru deservirea vaporaşelor s-au prevăzut hangare, drumuri de acces la cheiul de acostare, instalaţie de energie electrică şi iluminat, de alimentare cu apă şi combustibil, scări şi trepte etc.

E. Digurile care vor crea acvatoriul

Digurile constau din blocuri paralelipipedice de beton hidrotehnic B 250, care se montează cu macaraua şi au deasupra o dală de beton B 250 cu armătură de siguranţă pentru solidarizare (fig. 14). Blocurile sînt aşezate pe o fundaţie de piatră brută de 10—100 kg/buc, cu grosimea de 1,20 m şi cu un strat

Fig. 7. Dispoziţie generală — cheiul curent


ELEVAŢIE
A
200
Rost de dilatare 2 cm la 12 m distanţă
2.70
30
20
125
35
165
35
198
C
C
1.20
40
0.75
310
-2.35
35
-2.70
7.62
35
A
Placă prefabricată de beton armat
Pilot de beton armat prefabricat B 250 înfipt prin vibrare 35×35 cm.
SECŢIUNE TRANSVERSALĂ A-A PRIN CHEI
2 cm. asfalt turnat
Fundaţia trotuarului din beton B 110
B
80
2.71
150
10
15 cm pămînt vegetal
2%
2.30 Nivel max.
2.25
B 250
1.70 Nivel mediu
2.00
1.20
Fundul lacului după dragaj
Teren mediu existent la cota variabilă dela +1.18 la +1.14
Material local nisipos cu granulometria îmbunătăţită (80% material nisipos cu 20% argilă loessoidă stabilizat cu 5% ciment P.300) confecţionat în betonieră
Placă de beton armat prefabricat B 250
Beton simplu B110 turnat în cofraj sub apă cu pilnii fixe la toate rosturile dintre plăci pe toată înălţimea plăci
60
30
30
30
200
Muchia coronamentului
SECŢIUNE PLANĂ C-C
DETALIUL „B"
6 ⌀ 12 continu
Plasă ⌀ 8 cu ochiuri 20×20 cm
2 cm. asfalt turnat
30⁵
30⁵
22
10
17
B 250
B 110
150
10
35
3

de egalizare de 30 cm grosime. Blocurile curente au dimensiunile : 3,00 × 1,50 × 1,00 m (tip A) şi greutatea de circa 10 tone. Pentru realizarea unei ţeseri cît mai bune, se prevăd încă două tipuri de blocuri, tip B cu dimensiunile 1,50 × 1,50 × 1,00 m şi tip C cu dimensiunile tipului A, dar cu muchia teşită. Lăţimea digurilor de 4,50 m a rezultat din necesitatea acostării vaporaşelor pe ambele părţi şi pentru o circulaţie comodă pe dig.

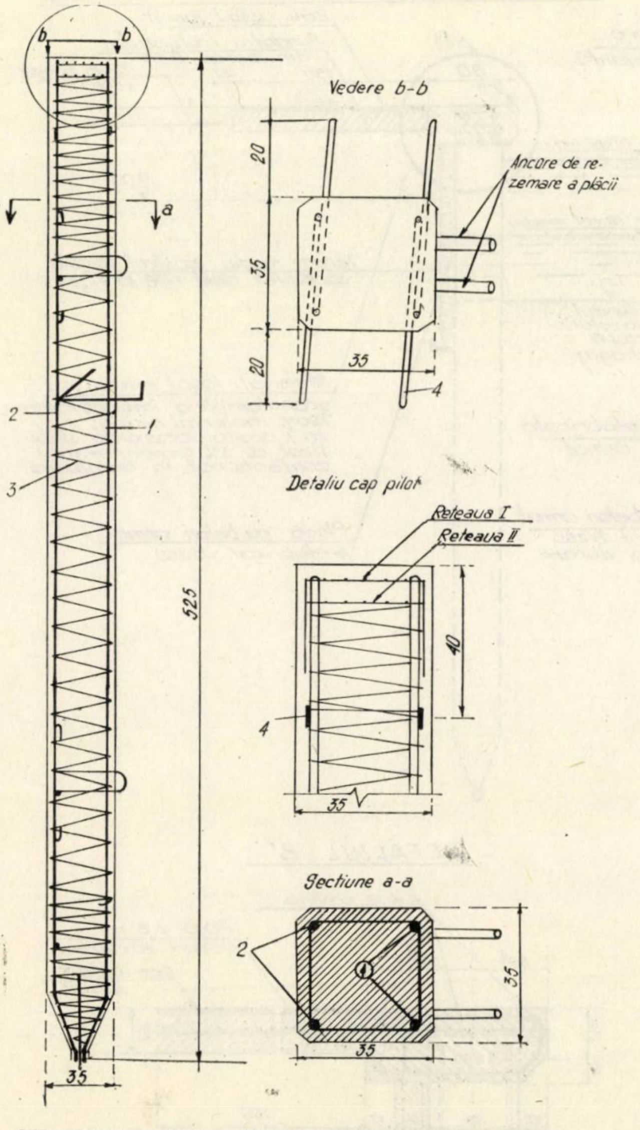
Pentru execuţia digurilor este necesară executarea prealabilă a cheiului în zonele alăturate, iar blocurile sînt preturnate pe o platformă alăturată, fiind montate cu o macara E 1004, care se deplasează pe porţiunea executată a digului. Aşezarea şi ţeserea blocurilor se face cu ajutorul scafandrilor.

F. Debarcader din palplanşe

Cheiul debarcader pentru acostarea vaporaşelor s-a proiectat în soluţia arătată în dispoziţia generală din figura 16. El are cota grinzii de coronament + 3,00 m şi cota fundului 0,00 m. Cheiul este alcătuit din palplanşe prefabricate din beton armat, montate tot cu vibrosonete. Palplanşele (fig. 15) au secţiunea de 24 × 80 cm, lungimea de 5,80 m, sînt prevăzute cu nut şi feder şi se solidarizează la partea superioară cu o grindă de coronament continuă pe 12 m, cu secţiunea de 30 × 55 cm. Spre uscat se prevede un trotuar de protecţie de 2,45 m, ancorat în grinda de coronament.

3. PROCESUL TEHNOLOGIC

Detalierea procesului tehnologic a impus coordonarea realizării complexului de lucrări de asanare, sistematizare verticală, cheiul şi corelarea execuţiei în timp a diverselor utilaje, draga 12 R 7, draga pitică Gantz, vibrosoneta VP1, automacaraua, buldozerul etc. (fig. 11). O problemă foarte dificilă la realizarea cheiului cu piloţi şi plăci prefabricate din beton armat a fost înfigerea piloţilor în nisipul compact al malului aflat sub apă. Încercări de batere a piloţilor, făcute cu alte ocazii, tot la Mamaia, au demonstrat încă o dată imposibilitatea realizării fişei de peste 1,5 m cu utilaje obişnuite de batere. În lipsa unui utilaj corespunzător, plantarea piloţilor s-a făcut iniţial prin forarea de găuri verticale, cu ajutorul unei coloane metalice cu diametrul 440 mm, în care s-au introdus piloţii pre-

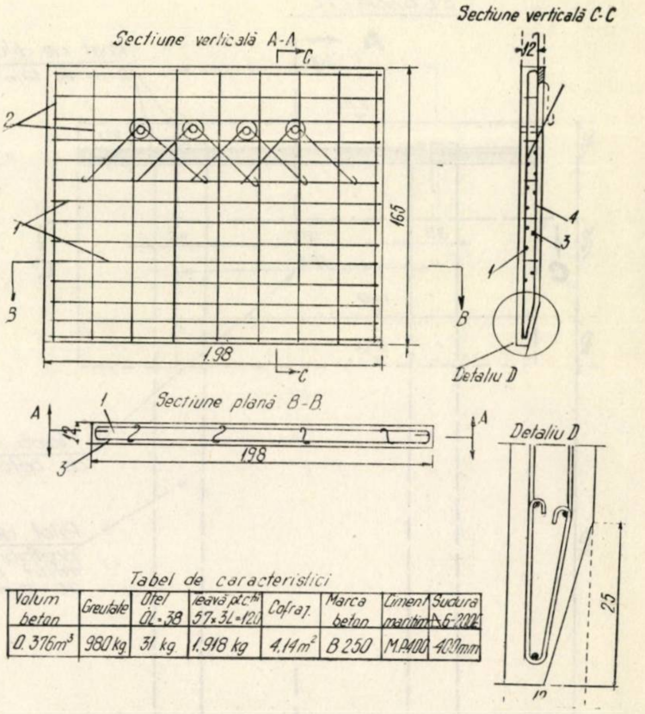


b
b
Vedere b-b
20
35
20
35
4
Ancore de rezemare a plăcii
a
a
2
1
3
525
Detaliu cap pilot
Reţeaua I
Reţeaua II
40
4
35
Secţiune a-a
2
35
35
35

Volum beton	Greutate	Oţel OL 38	Oţel TOR 47	Cofraj.	Marca beton	Ciment maritim
0,617 m³	1.604 kg	100,8 kg			B 250	M.P. 400

Fig. 8. Detalii de armare a pilotului din beton armat prefabricat

1 — armătură Ø 16 ; 2 — armătură Ø 20 ; 3 — spirală Ø 6 ; 4 — platbande de prindere la vibrosonetă



Secţiune verticală A-A
C
2
1
3
165
198
C
Secţiune verticală C-C
12
4
3
1
B
B
Detaliu D
A
A
1
Secţiune plană B-B
12
2
2
198
3
Detaliu D
25
10

Tabel de caracteristici

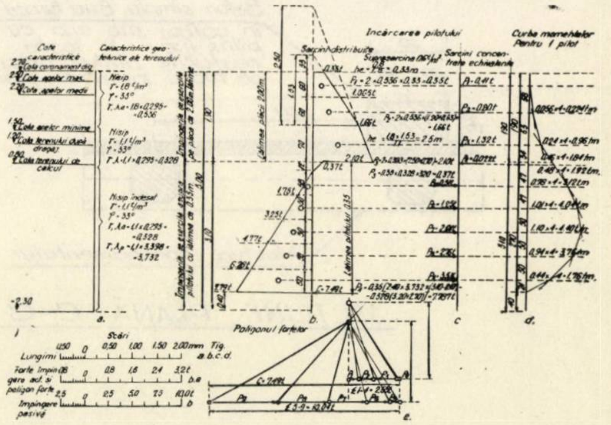
Volum beton	Greutate	Oţel OL-38	Ţeavă pt. c.hi 57×3 L=120	Cofraj.	Marca beton	Ciment maritim	Sudura △6-200
0.376 m³	980 kg	31 kg	1.918 kg	4,14 m²	B 250	M.P.400	4000 mm

Fig. 9. Detalii de armare a plăcii din beton armat prefabricat

1 — armătură Ø 8 ; 2—4 — armătură Ø 6

Fig. 10. Calculul pilotului de la cheiul curent, la acţiunea impingerii pămîntului

Notă : Cotele apelor max. şi min. considerate în calcul corespund situaţiei actuale. După amenajarea complexă a lacurilor, cota maximă a apei va fi + 2,30 m şi cea minimă + 1,70 m.



Cote caracteristice
Caracteristice geotehnice ale terenului
Cota coronament dig
Cota apelor max.
Cota apelor medii
Cota apelor minime
Cota terenului după dragaj
Cota terenului de calcul
Nisip
Nisip
Nisip îndesat
-2.30
Încărcarea pilotului
Sarcini distribuite
Suprasarcina
Sarcini concentrate echivalente
Curba momentelor Pentru 1 pilot
Lăţimea plăcii 2,00 m
Lăţimea pilotului 0,35
a.
b.
c
d.
Poligonul forţelor
Scări
Lungimi
Fig. a.b.c.d.
Forţe împingere act. şi poligon forţe
Împingere pasivă
e.

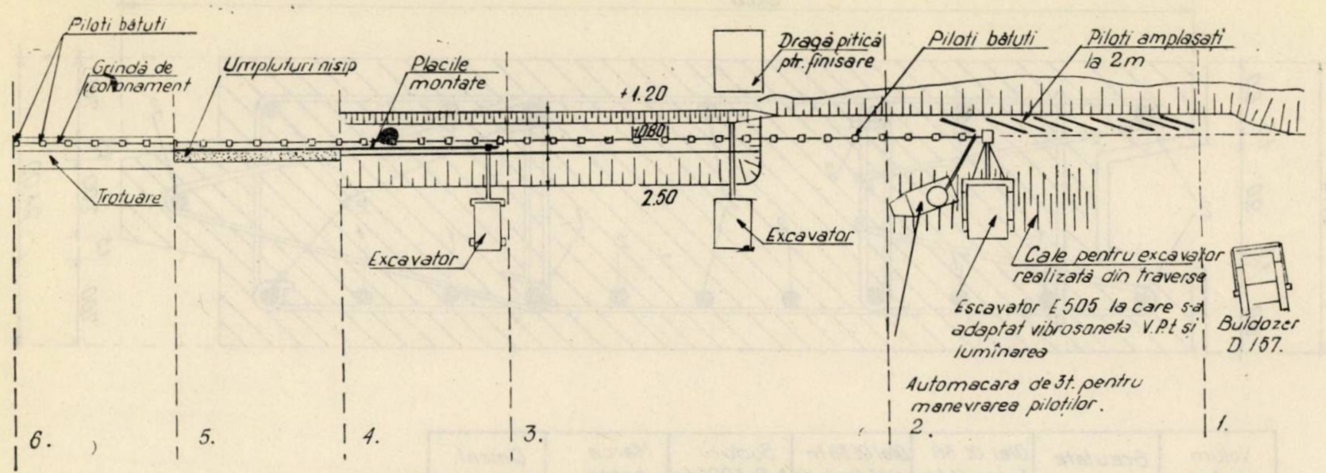

Piloti bătuti
Grindă de coronament
Umpluturi nisip
Placile montate
Trotuare
+1.20
0.80
2.50
Excavator
Excavator
Dragă pitică ptr. finisare
Piloti bătuti
Piloti amplasaţi la 2m
Cale pentru excavator realizată din traverse
Escavator E 505 la care s-a adaptat vibrosaneta V.P.1 şi luminarea
Buldozer D 157.
Automacara de 3t. pentru manevrarea piloţilor.
6.
5.
4.
3.
2.
1.

Fig. 11. Schema procesului tehnologic pentru execuţia cheiului

1 — amenajarea platformei din nisip cu buldozerul ; 2 — baterea piloţilor de beton armat prefabricat cu vibrossoneta V. P. 1 montată pe un excavator E 505 piloţii fiind manevraţi cu automacara de 3 t conform procesului tehnologic descris în memoriu ; 3 — săpătură executată cu excavatorul necesară pentru montarea plăcilor din beton armat prefabricat ; 4 — montarea plăcilor de beton prefabricat cu excavatorul cu cupa de 0,3 m³; 5 — executarea umpluturii de nisip, pînă la cota +2,00 în spatele plăcilor şi a umpluturii cu nisip, în partea dinspre lac a plăcii pînă la cota + 1,20 ; 6 — executarea umpluturii de nisip stabilizat, turnarea grinzii de coronament şi amenajarea trotuarului

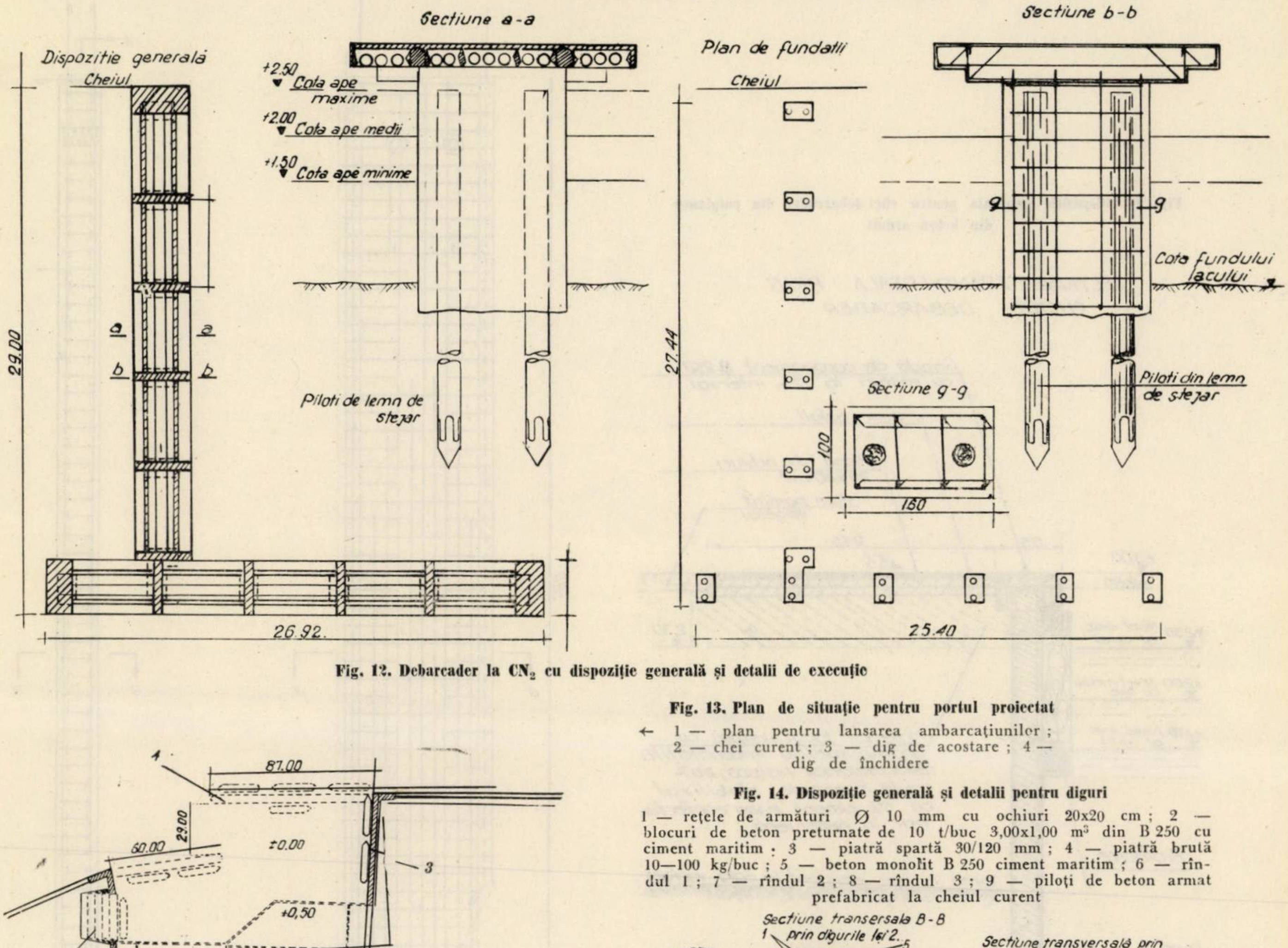

Dispoziţie generală
Cheiul
a
a
b
b
29.00
26.92
Secţiune a-a
+2.50
Cota ape maxime
+2.00
Cota ape medii
+1.50
Cota ape minime
Piloţi de lemn de stejar
Plan de fundaţii
Cheiul
27.44
25.40
Secţiune g-g
100
150
Secţiune b-b
g
g
Cota fundului lacului
Piloţi din lemn de stejar

Fig. 12. Debarcader la CN₂ cu dispoziţie generală şi detalii de execuţie

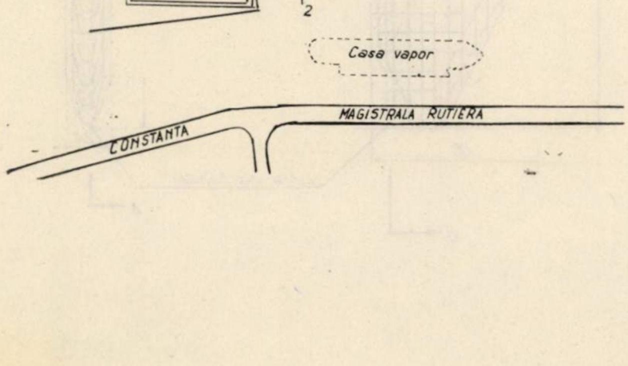
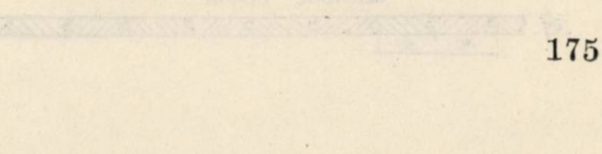

4
87.00
29.00
60.00
±0.00
3
+0,50
1
2
Casa vapor
MAGISTRALA RUTIERA
CONSTANTA

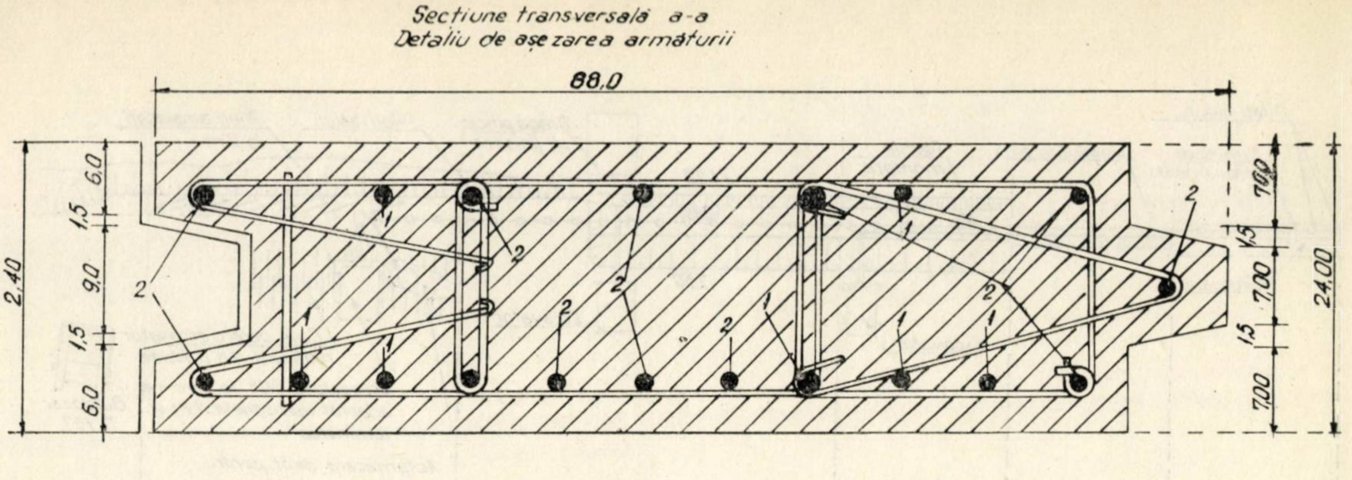
Fig. 13. Plan de situaţie pentru portul proiectat

← 1 — plan pentru lansarea ambarcaţiunilor ; 2 — chei curent ; 3 — dig de acostare ; 4 — dig de închidere

Fig. 14. Dispoziţie generală şi detalii pentru diguri

1 — reţele de armături Ø 10 mm cu ochiuri 20x20 cm ; 2 — blocuri de beton preturnate de 10 t/buc 3,00x1,00 m³ din B 250 cu ciment maritim ; 3 — piatră spartă 30/120 mm ; 4 — piatră brută 10—100 kg/buc ; 5 — beton monolit B 250 ciment maritim ; 6 — rîndul 1 ; 7 — rîndul 2 ; 8 — rîndul 3 ; 9 — piloţi de beton armat prefabricat la cheiul curent


Secţiune transersala B-B prin digurile 1 şi 2.
+2.50
0.00
1
2
3
4
5
6
7
8
Secţiune transversală prin dala digului a-a
4.75
87.00
a
a
9
Detalii în plan pentru digul 2 şi 4
Secţiune longitudinală prin digul 1.

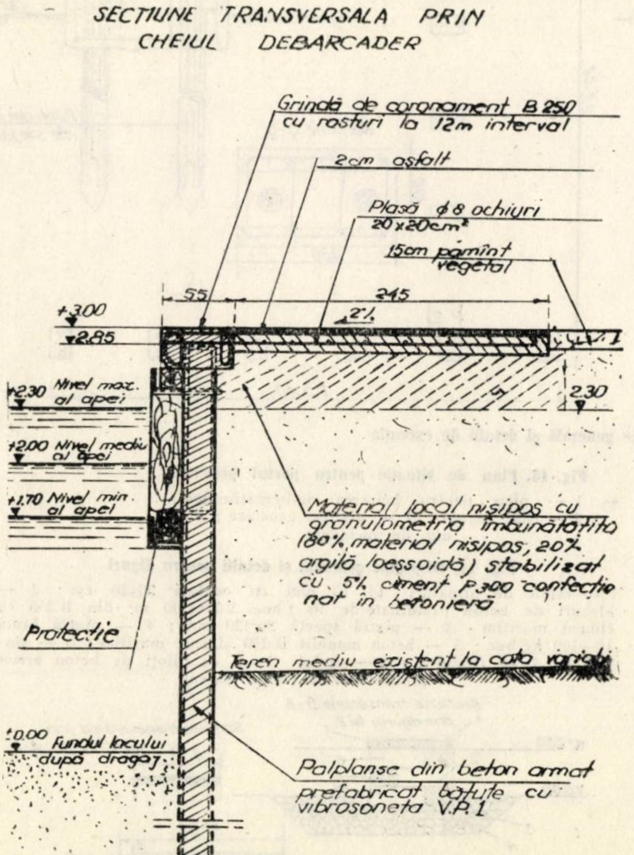

Secţiune transversală a-a
Detaliu de aşezarea armăturii
88,0
2,40
6,0
1,5
9,0
1,5
6,0
7,00
1,5
7,00
1,5
7,00
24,00
1
2

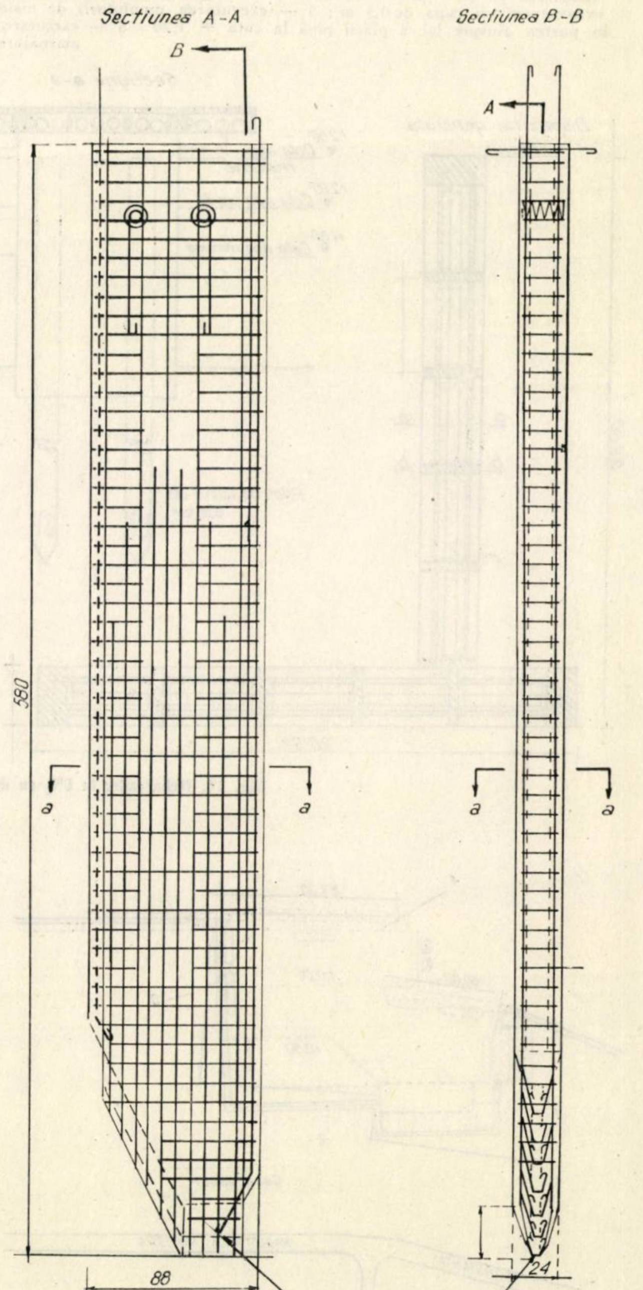
Volum beton	Greutate	Oţel OL 38 în armăt. kg	Oţel OL 38 în prof. laminate	Suduri △8-300Emm	Marca beton	Ciment
1,032 m^3	2,683 kg	155,26	16,33 kg	6,000	B 250	MPA 400

Fig. 15. Detalii de armare a palplanşelor

1 — armătură Ø 16 ; 2 — armătură Ø 12 ; 3 — armătură Ø 6

Fig. 16. Dispoziţie generală pentru chei-debarcader din palplanşe din beton armat


SECTIUNE TRANSVERSALA PRIN CHEIUL DEBARCADER
Grindă de coronament B 250 cu rosturi la 12 m interval
2 cm asfalt
Plasă ϕ 8 ochiuri 20x20 cm²
15 cm pămînt vegetal
+3,00
▾2,85
55
245
2%
2,30
+2,30 Nivel max. al apei
+2,00 Nivel mediu al apei
+1,70 Nivel min. al apei
Material local nisipos cu granulometria îmbunătăţită (80% material nisipos, 20% argilă loessoidă) stabilizat cu 5% ciment P 300 confecţionat în betonieră
Protecţie
Teren mediu existent la cota variabilă
±0,00 Fundul lacului după dragaj
Palplanşe din beton armat prefabricat bătute cu vibrosoneta V.P.1
-2,92
SECTIUNE PLANĂ
24
80
80


Secţiunea A-A
Secţiunea B-B
B
A
a
a
a
a
580
88
24
Linia platbandei
A
B

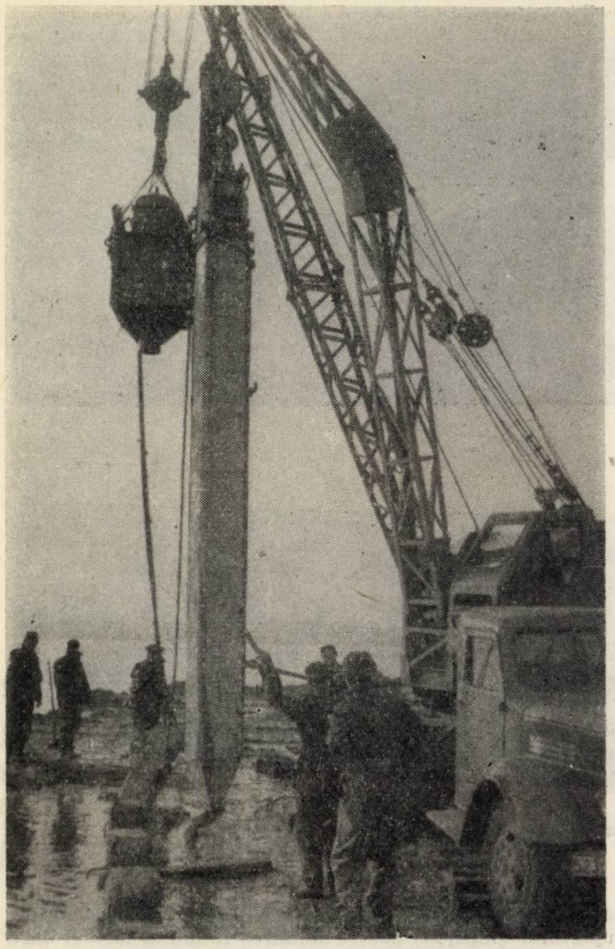


Fig. 17. Montarea pilotului cu vibrosoneta VP1

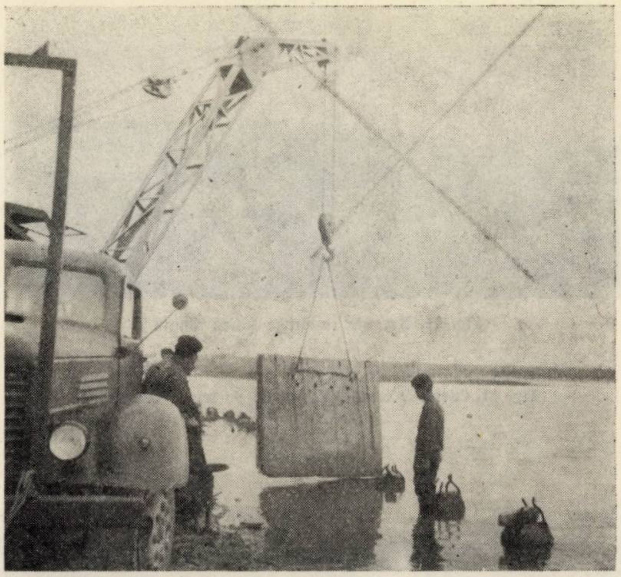


Fig. 19. Montarea plăcii cu automacaraua după executarea săpăturii

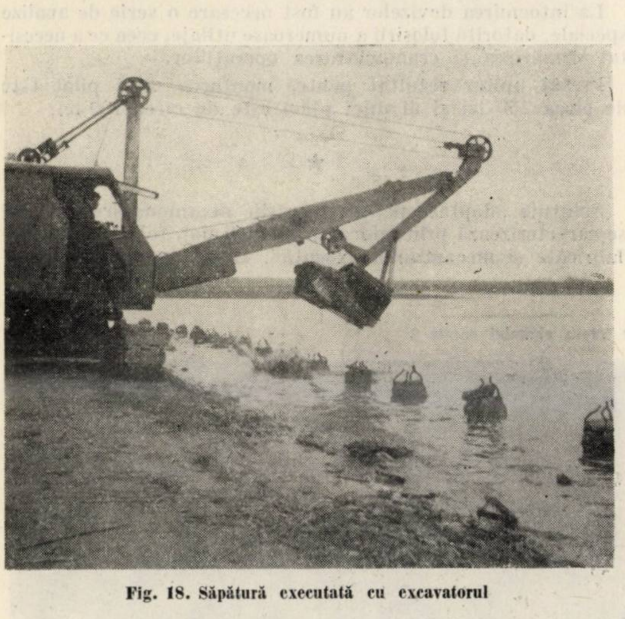


Fig. 18. Săpătură executată cu excavatorul

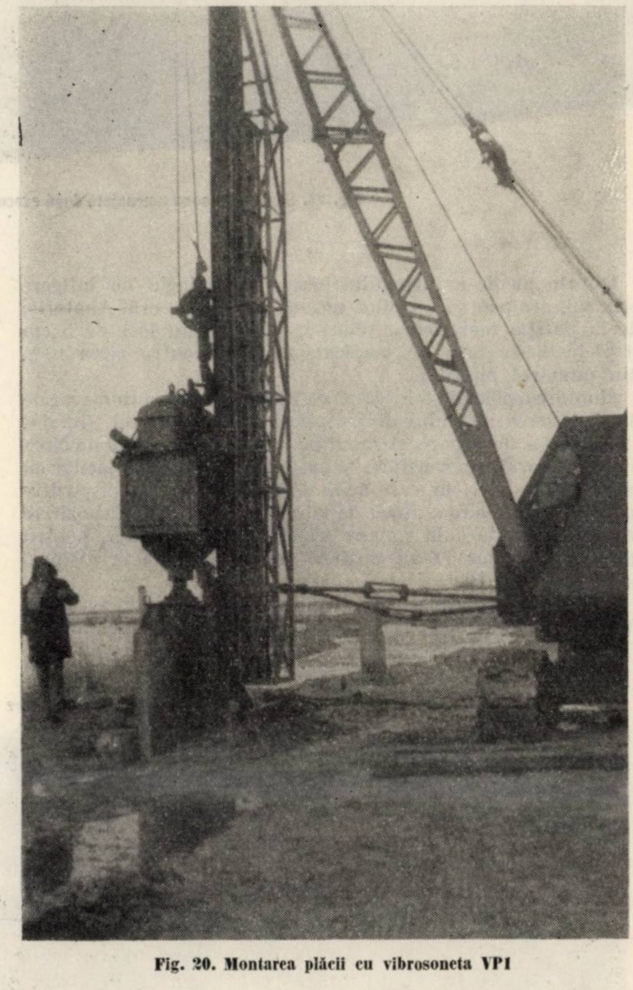


Fig. 20. Montarea plăcii cu vibrosoneta VP1

fabricaţi. Sistemul ducea la o durată de circa 12 ore pentru plantarea unui pilot, datorită înaintării încete a coloanei, care trebuia să învingă frecarea foarte mare. În urma acţiunii comune a proiectantului şi constructorului — Trustul 1 construcţii-Bucureşti — s-a reuşit aducerea pe şantier a unei vibrosonete VP1, de curînd importată din U.R.S.S.

Înfigerea piloţilor s-a făcut cu vibrosoneta, adaptată special la lucrările de la Mamaia. Vibrosoneta s-a agăţat la săgeata unei macarale-excavator E 505, dotată cu o luminare verticală pentru ghidaj (fig. 17). Prinderea pilotului de vibrosonetă s-a făcut cu un dispozitiv special, pilotul fiind prevăzut cu două platbande metalice de 10 × 60 × 500 mm sudate de armătura longitudinală.

Sub efectul vibraţiilor transmise masei de nisip prin pilot şi datorită forţelor verticale, date de excentrici şi de greutatea vibrosonetei, înfigerea pilotului a durat numai 10 — 15 minute.

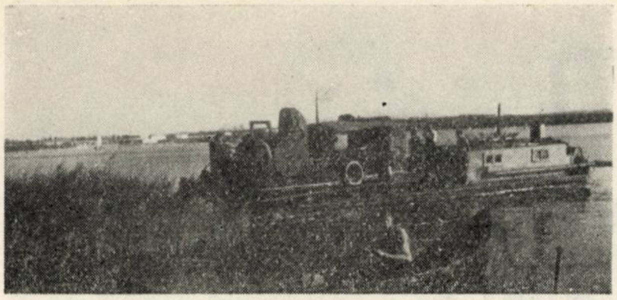


Fig. 21. Dragaje cu draga pitică Gantz

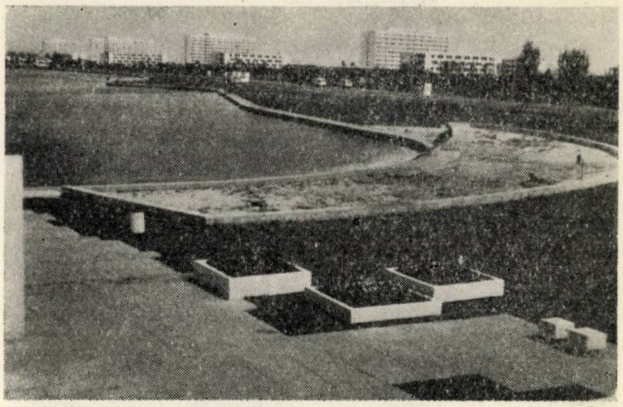


Fig. 23. Cheiul executat. Vedere de pe terasa clubului nautic →

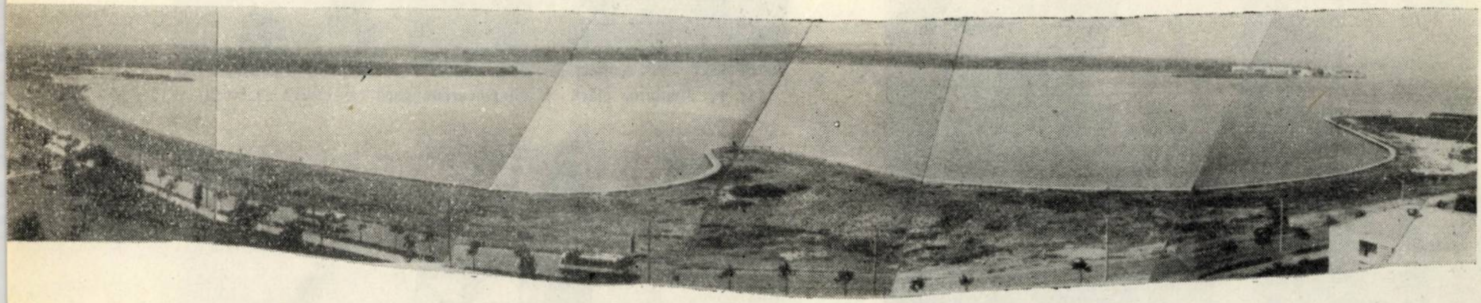


Fig. 22. Situaţia în zona amenajată după execuţia lucrărilor. Vedere de pe terasa hotelului Doina

Durata medie a întregului proces tehnologic de înfigere prin vibrare pentru un pilot este de aproape o oră. Abaterile de la poziţia teoretică a piloţilor plantaţi au fost de 5 cm şi 4° înclinare faţă de verticală (numai pentru circa 10% din numărul piloţilor).

Montarea plăcilor s-a făcut cu ajutorul unei automacarale după săparea nisipului dintre piloţi cu excavatorul (fig. 18, 19), durata de săpare şi montare a unei plăci fiind de circa o oră. Separat, s-a verificat şi posibilitatea baterii plăcilor cu vibrosoneta VP1, în care scop s-au proiectat un dispozitiv metalic de prindere a plăcii de vibrosonetă şi două dispozitive metalice, montate la partea superioară a piloţilor, pentru ghidarea plăcilor. S-au obţinut rezultate bune în nisipuri omogene (fig. 20).

Execuţia sistematizării verticale în apă şi pe uscat s-a făcut cu mijloace mecanice. Lucrările de dragaje de adîncime s-au efectuat cu draga 12 R 7, pentru obţinerea materialului de umplutură, dragajele, pentru finisarea fundului lacului lîngă chei, cu draga pitică Gantz (fig. 21), săpăturile în uscat cu excavatorul şi nivelarea cu buldozerul.

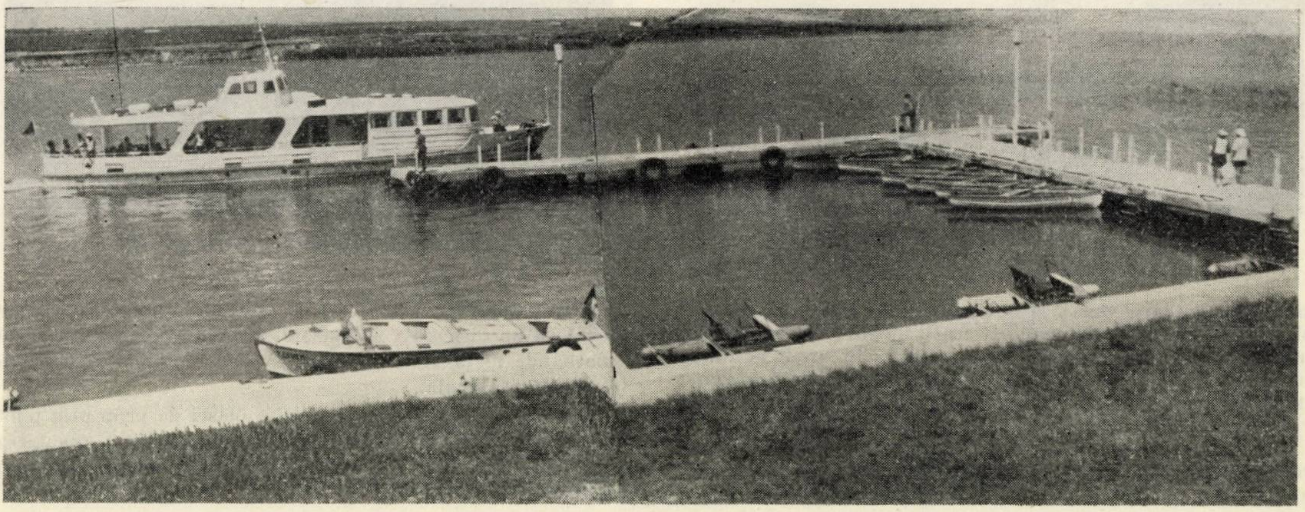
La întocmirea devizelor au fost necesare o serie de analize speciale, datorită folosirii a numeroase utilaje, ceea ce a necesitat urmărirea şi cronometrarea operaţiilor.

Preţul unitar rezultat pentru montarea unui pilot este de circa 250 lei şi al unei plăci este de circa 100 lei.

★

Soluţiile adoptate pentru lucrările de amenajare a lacului se caracterizează prin aplicarea tehnicii noi, folosirea de prefabricate şi mecanizarea execuţiei. După execuţia cheiului

Fig. 24. Debarcaderul. Vedere de pe terasa clubului nautic 2



s-a urmărit comportarea lucrărilor în diferite epoci ale anului, pentru a se putea trage concluzii, atît în ceea ce priveşte rezistenţa şi stabilitatea lucrărilor, cît şi pentru folosirea rezultatelor la viitoarele lucrări de pe litoral.

Atît în timpul iernii 1963—1964 şi 1964—1965, cît şi în timpul furtunii din 7 iunie 1965, cînd vîntul a avut viteza maximă de aproape 100 km/h, lucrările s-au comportat foarte bine (fig. 22, 23, 24).

Indicele de cost al lucrărilor pentru cheiul de beton armat (fig. 23,24) este de circa 1 500 lei/m, iar pentru lucrările de hidromecanizare şi sistematizare verticală, de circa 1 000 lei/m.

Lucrările proiectate şi executate pentru amenajarea malului lacului Siut-Ghiol — Mamaia reprezintă o realizare tehnică avansată, soluţiile adoptate fiind în curs de aplicare şi la amenajarea altor lacuri de pe litoral, ca de exemplu lacul Comorova de la Neptun — Mangalia.

Considerarea deformabilității axiale a barelor în metoda deplasărilor

Ing. D. Coşa

Determinarea stării de eforturi M, T, N, într-o structură static nedeterminată, se face considerîndu-se că, în general, scurtările şi alungirile barelor, sub acţiunea forţelor axiale, sînt foarte mici şi deci neglijabile în comparaţie cu deplasările datorate deformaţiilor din încovoiere. Orientarea generală către construcţii cît mai economice, cu un consum redus de material, se realizează în ultimă instanţă şi prin reducerea suprafeţei de material în secţiunea transversală a elementelor de construcţie. Realizarea de elemente de construcţie cu o mare rigiditate la încovoiere, dar cu o secţiune de material redusă, face ca scurtările şi alungirile barelor, mai puţin mici, să nu mai fie neglijabile faţă de deplasările provocate de încovoiere, devenite la rîndul lor mai puţin mari. În afara cazului de mai sus, cînd rămîne oarecum la latitudinea proiectantului ca prin jocul rigidităţilor să se situeze înăuntrul sau în afara situaţiei semnalate mai înainte, practica inginerească a consacrat anumite elemente de construcţie, cum ar fi diafragmele antiseismice cu goluri de mărime medie, la calculul cărora efectul forţelor axiale nu mai poate fi neglijat.

În metoda forţelor, considerarea efectului forţelor axiale se face prin adăugarea integralelor corespunzătoare forţelor axiale la calculul coeficienţilor şi al termenilor liberi ai ecuaţiilor de condiţie.

Metoda, cu toată simplitatea ei, devine inoperantă în cazul sistemelor multiplu static nedeterminate.

În cele ce urmează ne propunem să abordăm, prin mijloace specifice metodei deplasărilor, cazul general al determinării stării de eforturi în structuri, în alcătuirea cărora intră şi bare ale căror deformaţii axiale nu pot fi neglijate.

Să presupunem o astfel de structură (fig. 1). Vom marca barele sensibil axial-deformabile printr-o linie punctată adăugată la axa barei.

Fig. 1

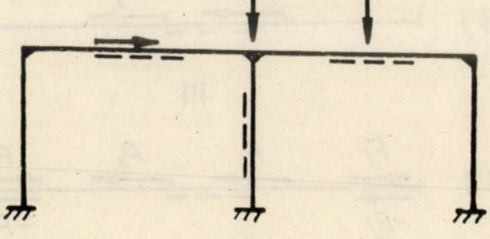
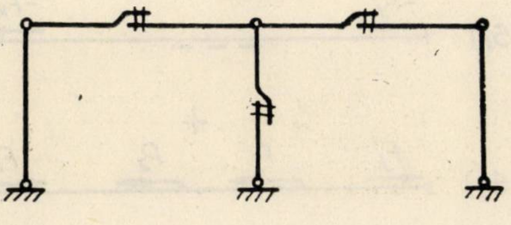


Fig. 2



Pentru obţinerea sistemului static de bază în metoda deplasărilor este necesară introducerea pe structură a unor blocări care să ia nodurilor orice posibilitate de mişcare. În acest caz, trebuie să se ţină seamă de faptul că nodurile, legate între ele prin bare axial deformabile, pot avea deplasări relative. Punînd în evidenţă gradele de libertate elastice se obţine mecanismul din figura 2.

Se observă că gradele de libertate elastice pot fi grupate în două tipuri distincte :

— grade de libertate în care deplasările relative ale nodurilor vecine, situate la extremităţile aceleiaşi bare, sînt nule (tipul I sau ψ_I) ;

— grade de libertate în care cel puţin o deplasare relativă a două noduri vecine este nenulă (tipul II sau ψ_{II}), numărul lor fiind egal cu cel al barelor axial-deformabile.

Blocarea gradelor de libertate de tip II, definite în modul mai sus arătat, se face prin tiranţi de rigiditate infinită, prinşi la capetele barelor axial-deformabile. Această clasificare a gradelor de libertate elastice este necesară pentru a putea folosi la nevoie rezultatele calculului curent, care ia în consideraţie numai gradele de libertate tip I.

Sistemul static de bază pentru cadrul din figura 1 se obţine aplicîndu-i-se blocări ca în figura 3. Dacă notăm cu

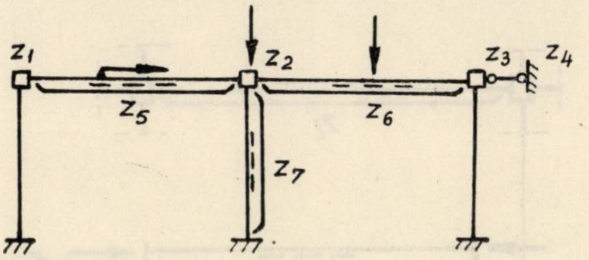


Fig. 3

$z_1, z_2, \ldots, z_7$ mărimile prin care dorim să definim starea reală de deformaţie, sistemul de ecuaţii de condiţie exprimă că efortul în fiecare blocare introdusă pe sistem, efort rezultat prin suprapunerea efectelor provocate de forţele exterioare şi de manifestarea individuală a tuturor blocărilor, este nul [1].

$$\sum_{i=1}^{7} r_{ji}\cdot z_i + R_j^0 = 0 \qquad (j = 1, 2, \ldots, 7). \qquad (1)$$

Coeficienţii r_{ji} reprezintă efortul-reacţiune care ia naştere în blocarea j, atunci cînd blocarea i se manifestă ca o unitate. Termenul liber R_j^0 reprezintă reacţiunea din blocarea j provocată de acţiunea forţelor. Calculul lor se face cu ajutorul diagramelor din figura 4.

Asupra gradelor de libertate ψ_{II} se impune o precizare : fiind egale ca număr cu cel al barelor axial-deformabile, ele se pot manifesta fie prin modificarea lungimii cîte unui

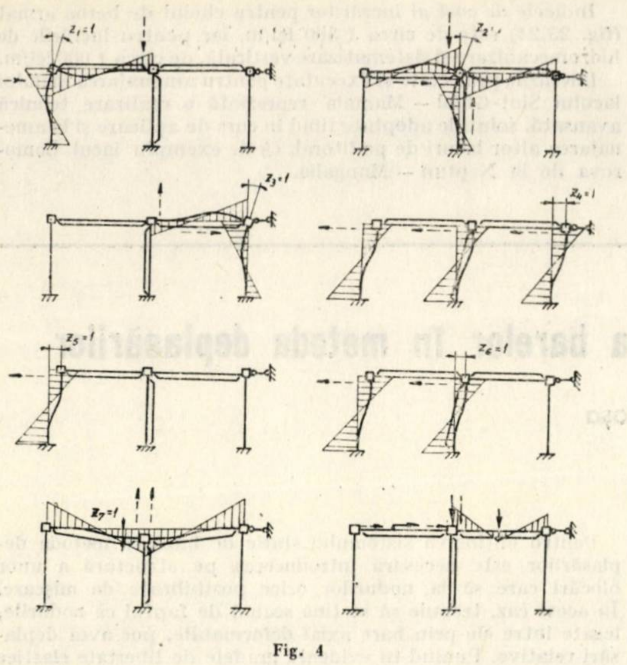


Fig. 4

singur tirant, fie prin modificarea simultană a mai multor lungimi de tiranți. În acest ultim caz, manifestările gradelor de libertate ψ_{II} reprezintă combinații liniare distincte între manifestările în prima formă. De asemenea, gradele de libertate ψ_{II} se pot manifesta concomitent și cu gradele de libertate ψ_{I}, cu condiția ca gradele de libertate să reprezinte combinații distincte și suficiente pentru a putea defini cu ajutorul lor toate posibilitățile de translație ale nodurilor.

Referindu-ne la primul mod de manifestare a gradelor de libertate ψ_{II} este necesară alegerea unei convenții de semne. Necunoscuta z_i ce caracterizează un astfel de grad de libertate (în cazul nostru z_5, z_6, z_7) o admitem pozitivă, dacă tirantul provoacă apropierea capetelor barei axial-deformabile căreia îi este atașat. Pentru $z_i > 0$, efortul $\mathcal{N}_i$ care va lua naștere în bară va fi de compresiune, iar efortul N_i din tirant va fi de întindere (fig. 5). Întotdeauna

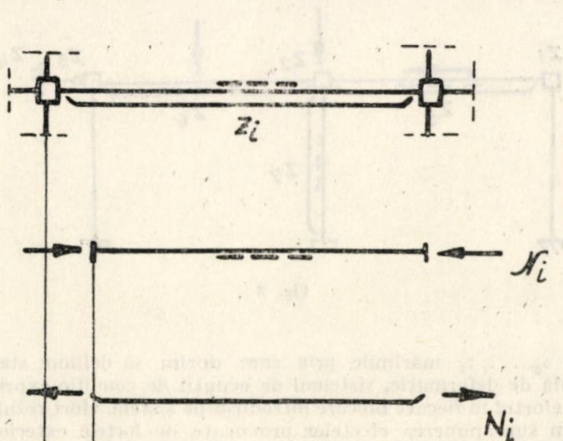


Fig. 5

$|\mathcal{N}_i|<|N_i|$, deoarece la manifestarea necunoscutei z_i, tirantul întîmpină opoziție, atît din partea barei la capetele căreia este fixat, cît și din partea restului de bare care alcătuiesc structura :

$$\mathcal{N}_i = - n_i \cdot z_i \qquad n_i = \frac{1}{\int_0^{e_i} \frac{dx}{EAx}}. \tag{2}$$

Este important de observat că într-o bară axial-deformabilă nu iau naștere eforturi axiale, decît atunci cînd variază lungimea tirantului rigid atașat ei sau sub acțiunea unor forțe ce acționează pe bară, cu componente în lungul barei. Această observație ne permite reconstituirea stării reale de solicitare axială a barei axial-deformabile, prin suprapunerea peste diagrama constantă $\mathcal{N}_i$ a diagramei de forțe axiale, pentru bara încărcată cu componentele forțelor în lungul barei, în condițiile nedeterminării sistemului tirant rigid — bară axial-deformabilă.

Pentru a putea stabili mărimea eforturilor în tiranții rigizi, provocate de acțiunea forțelor exterioare, este necesar ca efectul componentelor axiale ale acestor forțe să fie transmise la noduri. Această transmitere nu se mai poate face oricum, deoarece, în condițiile acționării pe un mediu deformabil, componentele axiale ale forțelor devin și ele vectori legați.

Dacă F_j și F_k sînt reacțiunile la capetele barei axial-deformabile static nedeterminată axial (lungimea $j-k$ nu se modifică), componentele axiale ce se vor transmite la capetele j și k ale barei vor fi $-F_j$ și $-F_k$ (fig. 6).

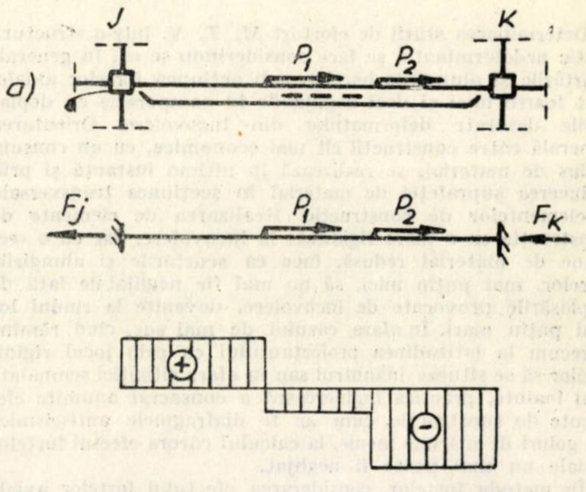
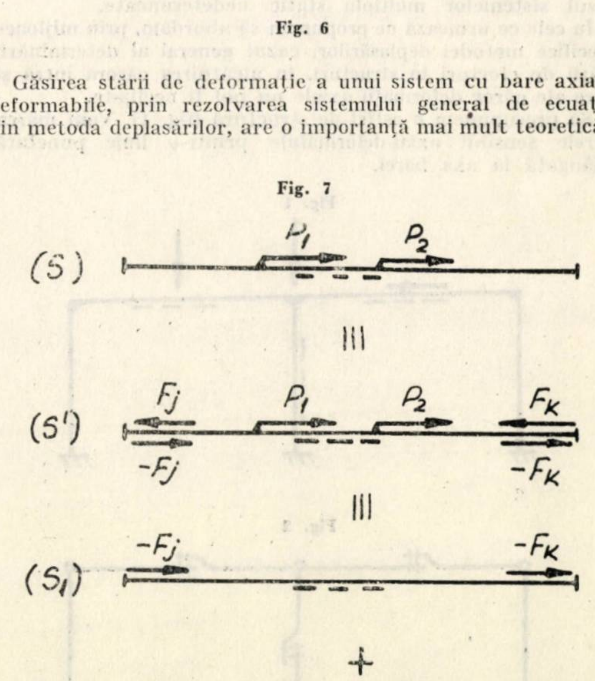


Fig. 6

Găsirea stării de deformație a unui sistem cu bare axial-deformabile, prin rezolvarea sistemului general de ecuații din metoda deplasărilor, are o importanță mai mult teoretică,

Fig. 7



prilejuind considerații cu caracter general referitoare la forțe, grade de libertate elastice, conlucrarea sistemului elastic cu tiranții rigizi etc. Practic însă, rezolvarea sistemului de ecuații este dificilă, numărul necunoscutelor fiind comparabil cu cel din metoda forțelor, sau mai mare.

În continuare vom demonstra și exemplifica un procedeu care, folosind ca punct de plecare rezultatele calculului static curent (fără considerarea deformabilității axiale a barelor), ne permite găsirea prin aproximații succesive, pînă la precizia dorită, a stării reale de eforturi.

Fiind dat un cadru încărcat oricum, diagramele T și M rămîn neschimbate, dacă transmitem încărcările longitudinale ale barelor axial-deformabile la capetele lor, ca acțiuni de tipul celor din figura 6 b.

Într-adevăr, urmărind figura 7 se observă că, dată fiind echivalența grupurilor de forțe

$$(S) \equiv (S') \equiv (S_1) + (S_2),$$

sistemul de forțe (S_2), fiind echilibrat și dînd deformații care se compensează pe lungimea barei, dă efecte care se limitează numai la bara în cauză și numai la forța axială. În acest fel, este demonstrată posibilitatea înlocuirii studiului stării de eforturi, a unui cadru încărcat oricum (cu bare supuse la forțe axiale variabile), cu cel al aceluiași cadru, fără încărcări exterioare în lungul barelor (cu bare solicitate de forțe axiale constante), urmînd ca în final să adăugăm, pentru fiecare bară în parte, efectul sistemului de forțe (S_2) corespunzător. Trecerea la scheme de încărcare, ce conduc la forțe axiale constante, prezintă avantajul că determinarea scurtărilor și alungirilor barelor axial-deformabile se face cu ușurință.

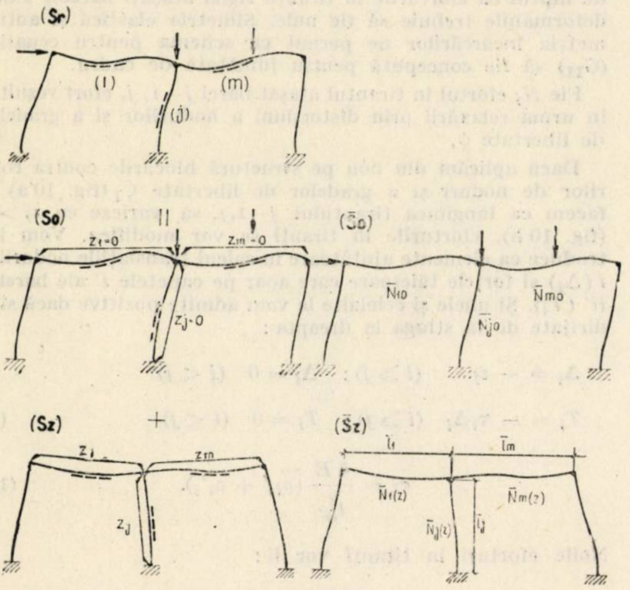


Fig. 8

Să presupunem un cadru cu bare axial-deformabile astfel încărcat (fig. 8). Înpiedicînd manifestarea liberă a gradelor de libertate ψ_{II} prin atașarea barelor axial-deformabile a unor tiranți rigizi, lăsînd totodată libere rotirile nodurilor și gradele de libertate ψ_{I}, vom căuta să obținem starea reală de eforturi (S_r) ca sumă a două stări fictive (S_0) și (S_z), stări în care deformațiile axiale sînt condiționate de prezența tiranților pe structură. Suprapunerea celor două stări dau ca rezultat starea reală de eforturi, dacă prin suprapunere eforturile din tiranți devin identic nule (condiția este impusă de faptul că în realitate tiranții nu există).

Starea (S_0) este starea în care se află cadrul avînd aplicați tiranți de lungime egală cu cea inițială a barelor axial-deformabile $(z_j = 0)$.

Eforturile din tiranți în această stare se identifică cu forța axială în barele corespondente, calculată pentru cadrul cu barele axial-nedeformabile și supus acțiunii forțelor $(N_{j0} = \overline{N}_{j0})$.

Starea (S_z) este starea în care se află cadrul eliberat de forțe, dar cu tiranți ce constrîng barele cărora le sînt atașați la scurtări z_i.

Eforturile în tiranți în această stare, le vom nota cu $N_j(z)$. Și $N_j(z)$ poate fi exprimat cu ajutorul unei forțe axiale calculate pe un sistem cu barele axial-deformabile:

$$N_j(z) = n_j \cdot z_j + \overline{N}_j(z).$$

$\overline{N}_j(z)$ este forța axială în bara j pentru sistemul inițial dat în care, păstrînd rezemările și încastrările în noduri, am înlocuit barele axial-deformabile de lungime l_j prin bare axial-nedeformabile de lungime $\overline{l}_j = l_j - z_j$. Eforturile din starea $\overline{S}_z$ pot fi asimilate cu niște „eforturi din montaj", ce apar în urma asamblării într-o structură static nedeterminată a unor elemente inexact realizate, și se calculează ca atare:

$$N_{j0} + N_j(z) = 0$$

$$n_j \cdot z_j + \overline{N}_j(z) + N_{j0} = 0 \qquad (j + 1, 2, \ldots, m) \qquad (3)$$

$\overline{N}_j(z)$ este de forma:

$$\overline{N}_j(z) = \sum_{i=1}^{m} n_{ji} \cdot z_i. \qquad (4)$$

Este avantajos să obținem soluția sistemului de ecuații (3) prin aproximații succesive operînd prin intermediul lui n_j, ușor de calculat, și al lui $\overline{N}_j(z)$ pe care îl putem calcula global, pentru fiecare treaptă, cu mijloacele staticii construcțiilor, fără a mai fi necesară calcularea coeficienților n_{ji}:

$$z_j^{(0)} = -\frac{\overline{N}_{j0}}{n_j}$$

$$\Delta z_j^{(1)} = -\frac{1}{n_j} \sum_{i=1}^{m} n_{ji} \cdot z_i^{(0)} = -\frac{\overline{N}_j[z^{(0)}]}{n_j}$$

$$\Delta z_j^{(2)} = -\frac{1}{n_j} \sum_{i=1}^{m} n_{ji} \cdot \Delta z_i^{(1)} = -\frac{\overline{N}_j[\Delta z^{(1)}]}{n_j} \qquad (5)$$

$$\vdots$$

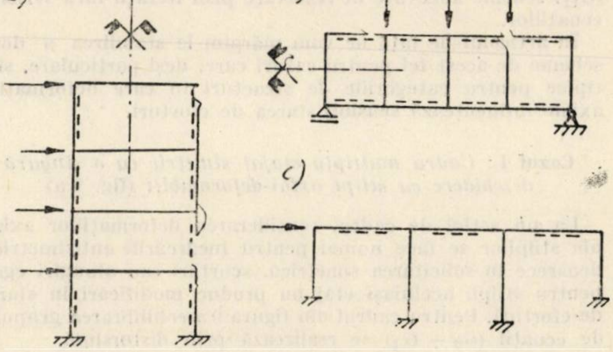
Posibilitatea obținerii soluției sistemului de ecuații (3) prin iterații tip (5) este demonstrată în cadrul teoriei generale a rezolvării prin aproximații succesive a sistemelor de ecuații lineare, iar pentru cazurile uzuale, convergența este asigurată de faptul că n_j este mult mai mare decît oricare din coeficienții n_{ji}.

În aceste condiții, valorile necunoscutelor z_j vor rezulta ca sumă a unor serii (6), iar starea reală de eforturi, ca sumă a unei serii — simbolice — de stări (7) convergentă și ea către starea reală de eforturi:

$$z_j = z_j^{(0)} + \Delta z_j^{(1)} + \Delta z_j^{(2)} + \ldots \qquad (6)$$

$$S_r = \overline{S}_0 + \overline{S}[z^{(0)}] + \overline{S}[\Delta z^{(1)}] + \overline{S}[\Delta z^{(2)}] + \ldots \qquad (7)$$

Fig. 9



Desigur că se pot imagina și alte stări care prin suprapunere să conducă la starea reală de eforturi printr-un calcul iterativ, însă metoda propusă prezintă o serie de avantaje ca :

— metoda este generală, aplicîndu-se cu aceeași ușurință, indiferent de numărul și poziția barelor axial-deformabile ;

— folosește ca punct de plecare rezultatul calculului curent ;

— toate calculele se fac pe scheme cunoscute și cu ajutorul unor coeficienți deja calculați ;

— fiecare treaptă a iterației are semnificație fizică clară ;

— nu este necesară scrierea sistemului de ecuații.

În ceea ce privește rapiditatea convergenței iterațiilor, ea ar fi putut fi întrucîtva îmbunătățită, dacă din ecuațiile (3) am fi explicitat necunoscuta principală în întregime — $(n_j + n_{jj})z_j$—, nu numai prima ei parte — $n_j z_i$. Aceasta ar fi modificat însă semnificațiile iterațiilor și ne-ar fi obligat la calculul tuturor coeficienților n_{ji}, volumul calculelor fiind proporțional cu numărul barelor axial-deformabile.

Considerarea deformațiilor în cazuri particulare de structuri ne dă posibilitatea ca, prin organizarea calculului pe scheme adecvate, să obținem starea reală de eforturi ca sumă a unor stări mai rapid convergente decît în metoda generală expusă anterior. Structurile, care se pretează cel mai bine la astfel de organizări ale calculului, sînt sistemele ortogonale de bare, cu barele axial-deformabile dispuse în șir pe aceeași direcție (fig. 9).

Să presupunem că dorim să obținem starea reală de deformație operînd pe sistemul static de bază în metoda deplasărilor. Scriem sistemul de ecuații într-o formă matricială condensată, punînd în evidență cele trei mari grupuri de necunoscute : rotirile de noduri (θ), gradele de libertate $\psi_I(z_I)$ și gradele de libertate $\psi_{II}(z_{II})$

$$\begin{array}{lllll}
(G_\theta) & \theta \cdot r_\theta & + z_I \cdot r_{\theta,I} & + \cdot z_{II} \cdot r_{\theta.II} & + R_\theta^0 = 0 \\
 & & & \cdot & \\
(G_I) & \theta \cdot r_{I.\theta} & + z_I \cdot r_I & + \cdot z_{II} \cdot r_{I,II} & + R_I^0 = 0 \\
 & \cdot\ \cdot\ \cdot & \cdot\ \cdot\ \cdot & \cdot\ \cdot\ \cdot & \cdot\ \cdot\ \cdot \\
(G_{II}) & \theta \cdot r_{II.\theta} & + z_I \cdot r_{II,I} & + \cdot z_{II} \cdot r_{II} & + R_{II}^0 = 0.
\end{array} \tag{8}$$

Rezolvarea sistemului de ecuații (8) se poate obține prin aproximații succesive, satisfăcînd alternativ grupurile de ecuații $(G_\theta + G_I)$ și (G_{II}). Satisfacerea grupului de ecuații $(G_\theta + G_I)$ echivalează cu găsirea stării de eforturi a cadrului, fără considerarea deformațiilor axiale, fie că este vorba de o stare a cadrului de tipul $\overline{S}_0$ sau tipul $\overline{S}_z$. Modificările lungimilor barelor axial-deformabile z_{II} rezultă din grupul de ecuații (G_{II}), operînd pe un sistem de bază la care sînt posibile numai manifestările gradelor de libertate ψ_{II}. Ținînd seamă că în ecuațiile (G_{II}) necunoscutele θ și z_I intervin cu valori rezultate în urma satisfacerii prealabile a grupului $(G_\theta + G_I)$, scriem grupul de ecuații (G_{II}) evidențiind semnificația fizică a termenului liber :

$$(G_{II}) \quad z_{II} \cdot r_{II} + \overline{N} = 0.$$

$\overline{N}$ este o matrice-coloană ale cărei elemente sînt eforturile în blocările gradelor de libertate ψ_{II} și se identifică prin forțele axiale în barele cărora le sînt atașate, eforturi rezultate printr-un calcul static de cadru considerat cu barele axial-nedeformabile. Dacă în calculul iterativ vom utiliza operarea cu corecții, echilibrarea repetată a grupului de ecuații $(G_\theta + G_I)$ ne va conduce la o serie de stări a căror sumă va converge către starea reală de eforturi. Cum pentru rezolvarea grupului de ecuații $(G_\theta + G_I)$ există în metoda deplasărilor diverse procedee, ne rămîne de găsit pentru grupul (G_{II}) scheme adecvate de rezolvare prin iterații fără scrierea ecuațiilor.

În articolul de față ne vom mărgini la stabilirea a două scheme de acest fel pentru cazuri care, deși particulare, sînt tipice pentru categoriile de structuri în care deformațiile axiale influențează sensibil starea de eforturi.

Cazul I : *Cadru multiplu etajat simetric cu o singură deschidere cu stîlpi axial-deformabili* (fig. 9 a)

La un astfel de cadru, considerarea deformațiilor axiale ale stîlpilor se face numai pentru încărcările antisimetrice, deoarece în solicitarea simetrică, scurtări sau alungiri egale pentru stîlpii aceluiași etaj nu produc modificări în starea de eforturi. Pentru cadrul din figura 9 a echilibrarea grupului de ecuații $(G_\theta + G_I)$ se realizează prin distorsiuni.

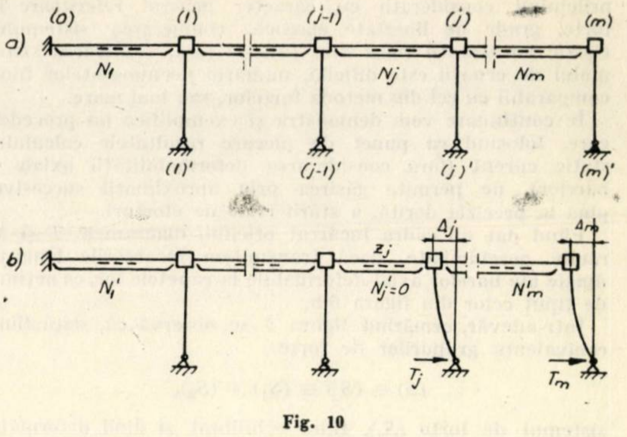


Fig. 10

Pentru echilibrarea grupului de ecuații (G_{II}) vom utiliza semnificația fizică a ecuațiilor acestui grup, ținînd seamă de faptul că eforturile în tiranții rigizi atașați barelor axial-deformabile trebuie să fie nule. Simetria elastică și antisimetria încărcărilor ne permit ca schema pentru ecuațiile (G_{II}) să fie concepută pentru jumătate de cadru.

Fie N_j efortul în tirantul atașat barei $j-1, j$, efort rezultat în urma relaxării prin distorsiuni a nodurilor și a gradelor de libertate ψ.

Dacă aplicăm din nou pe structură blocările contra rotirilor de noduri și a gradelor de libertate ψ_I (fig. 10 a) și facem ca lungimea tirantului $j-1,j$ să varieze cu $z_j > 0$ (fig. 10 b), eforturile în tiranți se vor modifica. Vom introduce ca elemente ajutătoare în calcul translațiile nodurilor i (Δ_i) și forțele tăietoare care apar pe capetele i' ale barelor ii' (T_i). Și unele și celelalte le vom admite pozitive dacă sînt dirijate de la stînga la dreapta :

$$\Delta_i = -z_j \qquad (i \geqslant j); \quad \Delta_i = 0 \quad (i < j)$$

$$T_i = -\tau_i \Delta_i \quad (i \geqslant j); \quad T_j = 0 \quad (i < j) \tag{9}$$

$$\tau_i = \frac{6E}{l_{ii'}^2}(\overline{\rho}_{ii'} + \overline{\rho}_{i'i}). \tag{10}$$

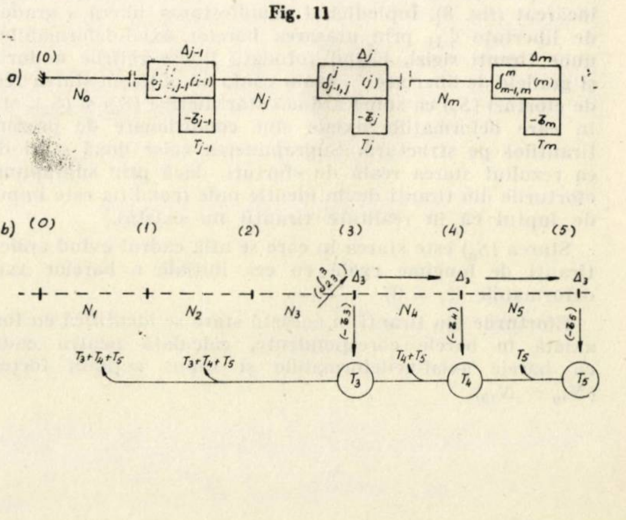
Noile eforturi în tiranți vor fi :

$$N_j' = N_j + z_j n_j + \sum_{l=j}^{m} T_l = N_j + z_j (n_j + \sum_{l=j}^{m} \tau_l) \tag{11}$$

$$N_i' = N_i + \sum_{l=i}^{m} T_l = N_i + z_j \sum_{l=i}^{m} \tau_l \qquad (i > j) \tag{11'}$$

$$N_i' = N_i + \sum_{l=j}^{m} T_l = N_i + z_j \sum_{l=j}^{m} \tau_l \qquad (i < j). \tag{11''}$$

Fig. 11



Pentru ca N_j' să devină egal cu zero, z_j va trebui să ia valoarea :

$$z_j = -\frac{N_j}{n_j + \sum_{l=j}^{m} \tau_l}.$$

Notăm

$$\delta^j_{j-1,j} = \frac{1}{n_j + \sum_{j}^{m} \tau_l} \tag{12}$$

$$\Delta_j = \delta^j_{j-1,j}\, N_j \tag{13}$$

$\delta^j_{j-1,j}$ reprezintă translația nodului j și a celor din dreapta lui $(i > j)$ care anulează în tirantul j (bara $j-1, j$) un efort pozitiv egal cu unitatea. Deoarece prin anularea efortului într-un tirant se modifică eforturile în tot restul tiranților, echilibrarea gradelor de libertate ψ_{II}, folosindu-se coeficienții de transmisie, este greoaie; numărul mare al coeficienților de transmisie — $m\,(m-1)$ — face imposibilă conceperea, pe această bază, a unei scheme simple de calcul. În aceste condiții este mai simplă urmarea căii firești prin determinarea translației $\Delta_i = \Delta_j\ (i \geqslant j)$, care anulează efortul în tirantul j, în funcție de ea forțele tăietoare T_i, iar prin sumarea de la stînga la dreapta a acestora, valoarea corecțiilor ΔN. Procedeul comportă o etapă pregătitoare în care se calculează coeficienții $\delta^i_{i-1,i}$ și τ_i cu ajutorul relațiilor (10) și (12), apoi se înscriu în căsuțele rezervate lor pe schema din figura 11 a.

Calculul propriu-zis constă în relaxarea succesivă a tiranților, pînă cînd corecțiile devin suficient de mici. Relaxarea unui tirant necesită mai multe etape simple de calcul, care pot fi ușor urmărite pe figura 11 b. Să presupunem că într-un sistem conținînd cinci bare axial-deformabile dorim să relaxăm tirantul cu numărul 3. Pentru aceasta :

— Calculăm pe $\Delta_3 = \Delta_4 = \Delta_5$ și le înscriem deasupra nodurilor respective, apoi barăm efortul N_3 $\Delta_3 = \delta^3_{23} N_3$

— Aflăm forțele tăietoare ce iau naștere pe capetele i', apoi barăm translațiile Δ_3, Δ_4, Δ_5

$$T_5 = -\tau_5 \Delta_5$$
$$T_4 = -\tau_4 \Delta_4$$
$$T_3 = -\tau_3\, \Delta_3$$

— Calculăm corecțiile eforturilor în ceilalți tiranți, sumînd forțele tăietoare de la dreapta la stînga, cu care ocazie barăm și forțele tăietoare T_5, T_4, T_3

$$\Delta N_5 = T_5$$
$$\Delta N_4 = T_5 + T_4$$
$$\Delta N_2 = \Delta N_1 = T_5 + T_4 + T_3.$$

Corecțiile se trec sub eforturile existente în restul tiranților.

Dacă în continuare vom relaxa, de exemplu, tirantul 4, calculăm

$$\Delta_4' = \Delta_5' = \delta^4_{34}\,(N_4 + \Delta N_4) \qquad \text{ş.a.m.d.}$$

După ce, prin relaxări succesive, se ajunge la corecții suficient de mici pentru a putea fi neglijate, considerăm încheiată echilibrarea grupului de ecuații (G_{II}).

Să vedem în ce măsură această echilibrare strică echilibrul grupurilor de ecuații (G_θ) și (G_I).

Din motive de ortogonalitate, în blocările gradelor de libertate ψ_I nu apar eforturi; așadar, etapa pregătitoare din operarea cu distorsiuni — echilibrarea prealabilă a gradelor de libertate ψ_I pentru cadrul cu rotirile nodurilor împiedicate — lipsește. În etapa următoare — echilibrarea simultană a nodurilor aceluiași etaj lăsînd liberă manifestarea gradelor de libertate ψ_I — se folosesc ca punct de plecare momentele neechilibrate pe nod $\mathfrak{M}_i$. Dacă notăm cu T_i forța tăietoare totală care acționează pe capătul i' al barei ii' rezultată în urma echilibrării gradelor ψ_{II}, momentul pe capătul i al barei ii' $(\mathfrak{M}_{ii'})$ va fi :

$$\mathfrak{M}_{ii'} = T_i l_{ii'} = -\mathfrak{M}_i.$$

După echilibrarea prin distorsiuni a grupului de ecuații $(G_\theta + \sigma_I)$ se calculează noile forțe axiale în barele axial-deformabile și, dacă este cazul, se face o nouă echilibrare a gradelor de libertate ψ_{II}.

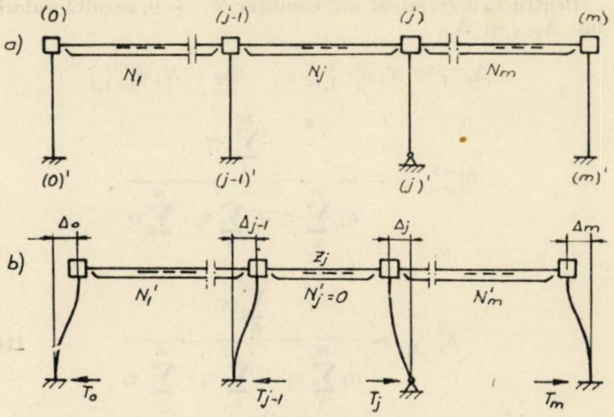


Fig. 12

Cazul II : *Cadru cu mai multe deschideri pe un singur nivel cu rigla axial-deformabilă* (fig. 9 c).

La un astfel de cadru este mai avantajos ca echilibrarea gradelor de libertate ψ_{II} să se facă pe o schemă de bază în care, ținînd nodurile blocate contra rotirilor, lăsăm liberă manifestarea unicului grad de libertate ψ_I.

Să presupunem că prin echilibrarea grupurilor de ecuații (G_θ) și (G_I) (rezolvarea statică obișnuită) au rezultat în tiranții atașați barelor axial-deformabile eforturi N_i. Pentru cadrul aflat în situația din figura 12 a facem ca tirantul j să-și varieze lungimea cu $z_j > 0$ (fig. 12 b).

Noile eforturi în tiranți vor fi :

$$N_j' = N_j - \sum_{0}^{j-1} T_l + n_j z_j \tag{14}$$

$$N_i' = N_i - \sum_{0}^{i-1} T_l \qquad (i < j) \tag{14'}$$

$$N_i' = N_i + \sum_{i}^{m} T_l \qquad (i > j)\cdot \tag{14''}$$

Pentru găsirea translațiilor Δ_{j-1} și Δ_j formăm sistemul de ecuații (15):

$$\left.\begin{aligned} &\Delta_{j-1} \sum_{0}^{j-1} \tau_l + \Delta_j \sum_{j}^{m} \tau_l = 0 \\ &\Delta_{j-1} - \Delta_j = z_j. \end{aligned}\right. \tag{15}$$

Rezolvînd sistemul de ecuații (15), obținem :

$$\Delta_{j-1} = z_j \frac{\sum_{j}^{m} \tau_l}{\sum_{0}^{m} \tau_l}\,; \quad \Delta_j = -z_j \frac{\sum_{0}^{j-1} \tau_l}{\sum_{0}^{m} \tau_j}.$$

Îl luăm pe z_j, astfel încît N_i' să devină egal cu zero :

$$N_j' = N_j + \Delta_{j-1} \sum_{0}^{j-1} \tau_l + n_j z_j = 0$$

$$N_j + z_j \left[n_j + \frac{\sum_{0}^{j-1} \tau_l \cdot \sum_{j}^{m} \tau_j}{\sum_{0}^{m} \tau_l} \right] = 0$$

$$z_j = -N_j \frac{\sum_{0}^{m} \tau_j}{n_j \sum_{0}^{m} \tau_l + \sum_{0}^{j-1} \tau_l \cdot \sum_{j}^{m} \tau_l}.$$

Pentru z_j determinat din condiţia $N_j' = 0$, rezultă valorile lui Δ_{j-1} şi Δ_j.

$$\Delta_{j-1} = N_j\, \delta^{j-1}_{j-1,j} \quad ; \qquad \Delta_j = N_j\, \delta^{j}_{j-1,j}$$

$$\delta^{j-1}_{j-1,j} = -\frac{\sum\limits_{j}^{m} \tau_l}{n_j \sum\limits_{0}^{m} \tau_l + \sum\limits_{0}^{j-1} \tau_l \cdot \sum\limits_{j}^{m} \tau_l};$$

$$\delta^{j}_{j-1,j} = \frac{\sum\limits_{0}^{j-1} \tau_l}{n_j \sum\limits_{0}^{m} \tau_l + \sum\limits_{0}^{j-1} \tau_l \cdot \sum\limits_{j}^{m} \tau_l} \tag{16}$$

$\delta^{j-i}_{j-1,j}$ şi $\delta^{j}_{j-1,j}$ reprezintă translaţiile nodurilor $j-1$, respectiv j, care anulează în tirantul j un efort pozitiv egal cu unitatea, la cadrul cu rotirile nodurilor blocate şi gradul de libertate ψ_{I}, liber să se manifeste.

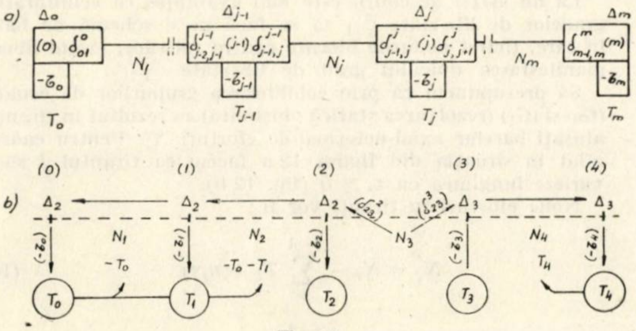


Fig. 13

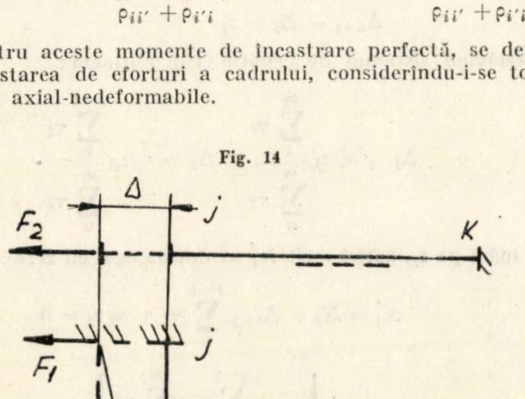
Calculul se organizează pe o schemă ca cea din figura 13 a. Ca şi în cazul precedent, relaxarea unui tirant comportă mai multe operaţii simple, după cum se poate vedea în figura 13 b, în care s-a relaxat tirantul cu numărul 3 al unui cadru cu patru bare axial-deformabile.

O dată încheiată relaxarea tiranţilor, se sumează forţele tăietoare suplimentate pe capetele i' ale stîlpilor şi se calculează momentele de încastrare perfectă pe capăt de bară în i şi i'

$$\mathfrak{M}_{ii'} = T_i\, l_{ii'}\, \frac{\bar{\rho}_{ii'}}{\bar{\rho}_{ii'} + \bar{\rho}_{i'i}}; \qquad \mathfrak{M}_{i'i} = T_i\, l_{ii'}\, \frac{\bar{\rho}_{i'i}}{\bar{\rho}_{ii'} + \bar{\rho}_{i'i}}.$$

Pentru aceste momente de încastrare perfectă, se determină starea de eforturi a cadrului, considerîndu-i-se toate barele axial-nedeformabile.

Fig. 14



Forţele axiale din această stare vor folosi, dacă este cazul, ca punct de plecare pentru o nouă corectare a lungimii barelor ş.a.m.d.

. . . .

În cazurile particulare, dacă se uzează de schemele pentru îmbunătăţirea convergenţei, de obicei, este suficient ca starea de eforturi, determinată prin calculul static curent, să fie sumată cu încă o singură stare a cadrului avînd corectate lungimile barelor; aceasta, acolo unde prin metoda generală sînt necesare 3—4 trepte pentru a găsi, cu aceeaşi aproximaţie, starea reală de eforturi.

. . . .

La calculele statice conduse în formă literală, care ţin seama de deformabilitatea axială a barelor, pe lîngă precizarea rigidităţilor diverselor bare la încovoiere, mai este necesară şi definirea relativă a deformabilităţii la eforturi axiale, în raport cu deformabilitatea la încovoiere. În acest sens vom introduce coeficientul μ, coeficient de rigiditate axială relativă. Vom defini coeficientul de rigiditate axială relativă al barei jk μ_{jk} ca raportul dintre forţele care realizează aceeaşi deplasare Δ pentru bara jk dublu încastrată prin rotirea barei şi pentru aceeaşi bară, prin deformare axială (fig. 14)

$$\mu_{jk} = \frac{F_1}{F_2} = \frac{\tau_{jk} \cdot \Delta}{n_{jk} \cdot \Delta} = \frac{\tau_{jk}}{n_{jk}}.$$

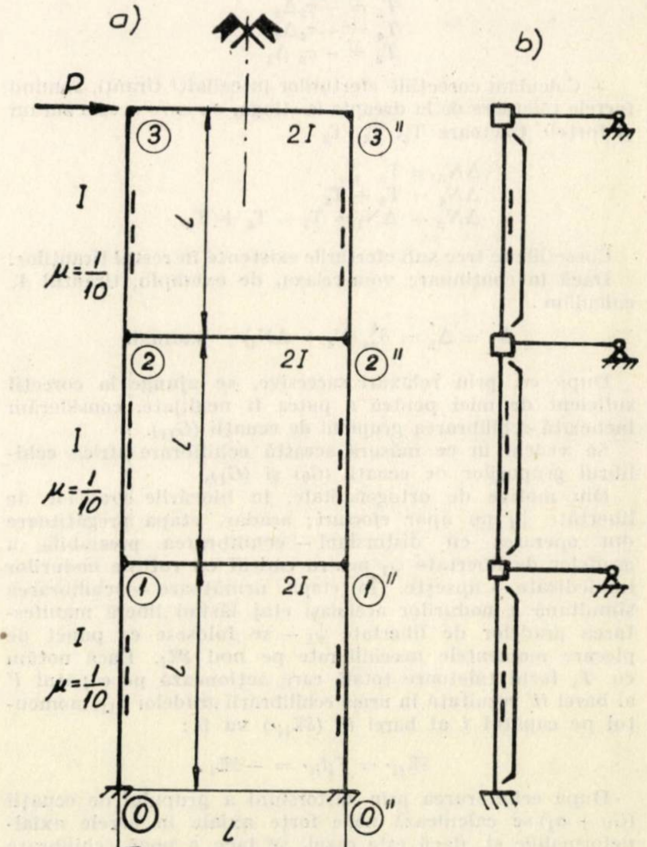
Coeficientul μ este o mărime care ne caracterizează bara din acelaşi punct de vedere ca şi coeficientul de sveltеţă λ, între ei putînd fi stabilită o relaţie de echivalare. Într-adevăr:

$$\tau = \alpha\, \frac{EI_0}{l^3}; \quad n = \beta\, \frac{EA_0}{l}$$

$$\mu = \frac{\tau}{n} = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{EI_0}{l^3} \cdot \frac{l}{EA_0} = \frac{\alpha}{\beta} \cdot \frac{i_0^2}{l^2}$$

$$\mu = \frac{\gamma}{\lambda^2}.$$

Fig. 15



Pentru tipurile de secţiune întîlnite uzual în construcţii, coeficientul μ are valori cuprinse între $3\left(\frac{h}{l}\right)^2$ la grinda cu zăbrele de înălţime şi secţiunea tălpilor constantă şi $\left(\frac{h}{l}\right)^2$ la grinda cu secţiune de formă dreptunghiulară constantă (h — înălţimea secţiunii).

Trebuie insistat asupra faptului că coeficientul μ reprezintă numai o modalitate, cea mai comodă, de a exprima deformabilitatea axială a unei bare. Valoarea acestui coeficient nu poate constitui, singură, un criteriu pentru aprecierea măsurii în care deformabilitatea axială influenţează starea de eforturi. Acest lucru poate fi stabilit numai de la caz la caz, în funcţie de jocul rigidităţilor pe întreaga structură şi de modalitatea de încărcare.

Aplicaţie: Să se traseze diagrama de momente încovoietoare pentru cadrul din figura 15 a, ţinîndu-se seamă de deformabilitatea axială a stîlpilor $\left(\mu = \frac{1}{10}\right)$.

Calculul curent ne conduce la starea de eforturi reprezentată în figura 16 a (S_0).

Echilibrarea gradelor de libertate elastice, provenite din deformabilitatea axială a stîlpilor, o vom face pe schema demonstrată în cazul particular I, considerînd jumătate din cadru (fig. 15 b).

Calculul elementelor ce intervin în schema de echilibrare:

$$\tau_{01} = \tau_{12} = \tau_{23} = \frac{6E}{l^2}\left(\frac{I}{l} + \frac{I}{l}\right) = 12\frac{EI}{l^3} = 12\,K$$

$$n_{01} = n_{12} = n_{23} = \frac{12\,EI}{\mu l^3} = 120\frac{EI}{l^3} = 120\,K$$

$$\tau_{11'} = \tau_{22'} = \tau_{33'} = \frac{6\,E}{\left(\frac{l}{2}\right)^2}\left[\frac{1}{2}\,\frac{2\,I}{\frac{l}{2}} + 0\right] = 48\frac{EI}{l^3} = 48\,K$$

$$\delta_{23}^3 = \frac{1}{120\,K + 48\,K} = \frac{1}{168\,K}$$

$$\delta_{12}^2 = \frac{1}{120\,K + 2\times 48\,K} = \frac{1}{216\,K}$$

$$\delta_{01}^1 = \frac{1}{120\,K + 3\times 48\,K} = \frac{1}{264\,K}.$$

În operarea propriu-zisă vom face abstracţie de factorii dimensionali, utilizînd numai coeficienţii; pentru simplificarea scrierii, vom înmulţi cu 100 coeficienţii numerici ai forţelor axiale (fig. 17).

Forţele tăietoare pe capetele i' ale barelor ii' (T_i)

$$T_1 = -0{,}41\,P;\quad T_2 = -0{,}62\,P;\quad T_3 = -0{,}60,\,P.$$

Momentele de încastrare perfectă pe capetele i ale barelor ii'

$$\mathfrak{M}_{11'} = -0{,}205\,Pl;\quad \mathfrak{M}_{22'} = -0{,}31\,Pl;\quad \mathfrak{M}_{33'} = -0{,}30\,Pl.$$

Momentele neechilibrate pe nod

$$\mathfrak{M}_1 = +\,0{,}205\,Pl;\quad \mathfrak{M}_2 = +0{,}310\,Pl;\quad \mathfrak{M}_3 = +0{,}300\,Pl.$$

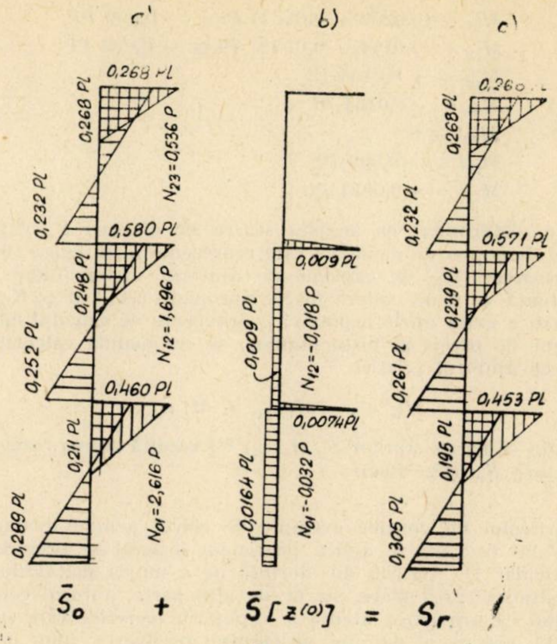
Rigidităţile barelor la distorsiune

$$\overline{K}_{01} = \overline{K}_{12} = \overline{K}_{23} = \frac{EI}{l}$$

$$\overline{K}_{11}'' = \overline{K}_{22}'' = \overline{K}_{33}'' = 12\frac{EI}{l}.$$

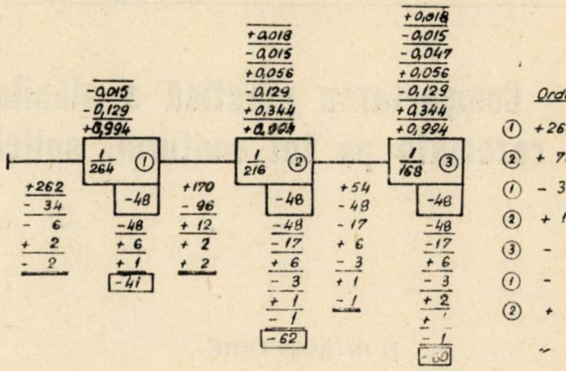
Suma rigidităţilor la noduri

$$\Sigma\overline{K}_1 = 14\frac{EI}{l};\quad \Sigma\overline{K}_2 = 14\frac{EI}{l};\quad \Sigma\overline{K}_3 = 13\frac{EI}{l}.$$



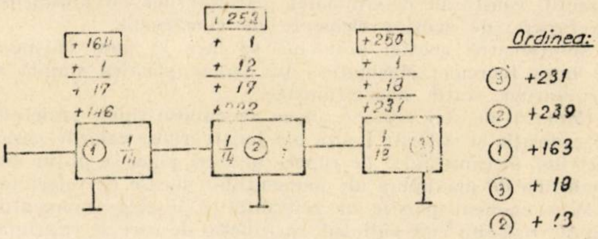
a)
b)
c)
0,268 Pl
0,268 Pl
N23=0,536 P
0,232 Pl
0,580 Pl
0,248 Pl
N12=1,696 P
0,252 Pl
0,460 Pl
0,211 Pl
N01=2,616 P
0,289 Pl
0,009 Pl
0,009 Pl
N12=-0,018 P
0,0074 Pl
0,0164 Pl
N01=-0,032 P
0,260
0,268 Pl
0,232 Pl
0,571 Pl
0,239 Pl
0,261 Pl
0,453 Pl
0,195 Pl
0,305 Pl
$\bar{S}_0$ + $\bar{S}[z^{(0)}]$ = S_r

Fig. 16



-0,015
-0,129
+0,994
+0,018
-0,015
-0,015
+0,056
-0,129
+0,344
+0,994
+0,018
-0,015
-0,047
+0,056
-0,129
+0,344
+0,994
1/264
①
1/216
②
1/168
③
+262
-34
-6
+2
-2
-48
-48
+6
+1
-41
+170
-96
+12
+2
-48
-48
-17
+6
-3
+1
-1
-62
+54
-48
-17
+6
-3
+1
-1
-48
-48
-17
+6
-3
+2
-1
-60
Ordinea
① +262
② +74
① -34
② +12
③ -8
① -4
② +4

Fig. 17



+164
+1
+17
+146
253
+1
+12
+17
+222
+250
+1
+13
+231
① 1/14
② 1/14
③ 1/13
Ordinea:
③ +231
② +239
① +163
③ +18
② +13

Fig. 18

Coeficienţi de transmisie ai distorsiunilor

$$t_{1\to 2} = t_{2\to 1} = t_{3\to 2} = \frac{1}{14};\quad t_{2\to 3} = \frac{1}{13}.$$

Valorile iniţiale ale distorsiunilor

$$\varphi_1^{(0)} = 0{,}0146\,\frac{Pl^2}{EI};\quad \varphi_2^{(0)} = 0{,}0222\,\frac{Pl^2}{EI};\quad \varphi_3^{(0)} = 0{,}0231\,\frac{Pl^2}{EI}.$$

Calculăm prin aproximaţii succesive valorile distorsiunilor (fig. 18).

Exprimăm cu ajutorul distorsiunilor momentele pe capăt de bară

$$M_{32} = (0{,}0250 - 0{,}0252)\,Pl \cong 0$$
$$M_{23} = (0{,}0252 - 0{,}0250)\,Pl \cong 0$$

$$M_{21} = (0{,}0252 - 0{,}0164)\ Pl = +\ 0{,}009\ Pl$$
$$M_{12} = (0{,}0164 - 0{,}0252)\ Pl \cong -\ 0{,}009\ Pl$$
$$M_{10} = +\ 0{,}0164\ Pl$$
$$M_{01} = -0{,}0164\ Pl$$
$$M_{33}' \cong 0$$
$$M_{22}' = -0{,}009\ Pl$$
$$M_{11}' = -0{,}0074\ Pl.$$

Am determinat cu aceasta starea de eforturi $\overline{S}\,[z^{(0)}]$ a cărei diagramă de momente este reprezentată în figura 16 b.

Deoarece M_{ii}' se exprimă cu ajutorul distorsiunilor ca diferență a două valori foarte apropiate ($\mathcal{M}_{ii}'$ și $\varphi_i\,\overline{K}_{ii}'$), pentru a evita unele nepotriviri, provocate de calculul insuficient de precis al distorsiunilor, se recomandă calcularea lor cu ajutorul relației :

$$M_{ii}' = -\,(M_{i-1,i} + M_{i,i+1}).$$

Prin sumarea stărilor S_0 și $S\,[z^{(0)}]$ rezultă starea reală de eforturi S_r (fig. 16 c).

. . . .

Articolul nu conține exemple de calcul pentru ilustarea modului în care se aplică procedeul general și procedeul particular II. Aceasta din dorința de a nu da materialului o extindere prea mare, iar pe de altă parte, autorul considerînd că urmărirea atentă a expunerii teoretice este suficientă pentru a permite cititorului rezolvarea unor probleme concrete.

În loc de concluzii. Articolul de față nu și-a propus, și nici n-ar fi reușit, să epuizeze toate aspectele legate de considerarea deformabilității axiale a barelor în metoda deplasărilor. Din acest motiv, ne-am limitat la a face unele considerații cu caracter general referitoare la principalele elemente ce intervin în rezolvarea problemei, demonstrînd un procedeu iterativ general, care poate fi aplicat oricărui sistem elastic alcătuit din bare drepte, și alte două procedee pentru soluționarea mai rapidă a unor cazuri particulare.

Ar mai putea fi concepute astfel de procedee pentru sistemele ortogonale de bare, avînd-se în vedere deformabilitatea axială a tuturor barelor (rigle și stîlpi). Sînt interesante de studiat și alte aspecte ale problemei, cum ar fi conceperea unor scheme pentru echilibrarea gradelor de libertate ψ_{II}, blocate nu prin tiranți rigizi, ci prin penduli la capetele barelor axial-deformabile, scheme care și-ar avea și ele domeniul lor de aplicare avantajoasă. De asemenea ar fi interesantă și o analiză mai aprofundată, din acest punct de vedere, a cadrelor multiplu etajate cu o singură deschidere, analiză care ne-ar permite și tragerea unor concluzii cu caracter calitativ. Asupra acestor aspecte, dacă va fi cazul, vom reveni.

Bibliografie

[1] Gheorghiu A. : *Statica construcțiilor*. Vol II. București, 1965.
[2] Mazilu P. : *Statica construcțiilor*. Vol. II. București, 1960.
[3] Agent R. : *Metoda aproximațiilor succesive*. București, 1955.
[4] Fadeev V. N. : *Vîcislitelinoi metodi lineinoi alghebri*. Moscova, 1950.

Comportarea plastică a plăcilor dreptunghiulare de beton armat, rezemate pe tot conturul, solicitate de încărcări uniform distribuite

Dr. ing. V. Petcu

I. INTRODUCERE

Una dintre problemele principale ale comportării în domeniul plastic a plăcilor de beton armat, cu armătura pe două direcții, constă în determinarea parametrilor mecanismelor de rupere ale acestor elemente de construcție.

Soluționarea acestei probleme se face în mod obișnuit pe baza teoremei cinematice din teoria plastică simplă a structurilor static nedeterminate.

Conform acestei teoreme, dacă se cunosc tipul, punctele de aplicație și valorile limită ale încărcărilor, valorile parametrilor mecanismului de rupere al unei plăci se obțin din condițiile de maximum ale momentului plastic de referință.

Prin moment plastic de referință se înțelege momentul plastic real sau convențional, în funcție de care se exprimă, printr-o lege stabilită în prealabil, valorile tuturor momentelor plastice care acționează de-a lungul liniilor de rupere ale mecanismului unei plăci.

Condițiile menționate mai sus formează un sistem de ecuații în care necunoscutele sînt parametrii mecanismului de rupere al plăcii.

Rezolvarea acestui sistem reprezintă, de obicei, o operație laborioasă, ceea ce face de multe ori dificilă aplicarea în practică a teoriei liniilor de rupere, pentru determinarea capacității de rezistență a plăcilor.

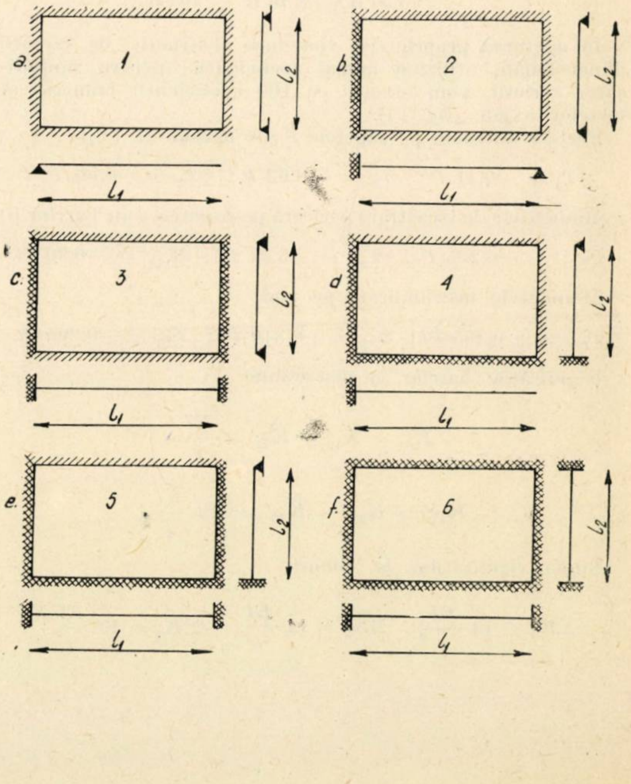
Această dificultate poate fi eliminată pe două căi și anume :

— prin stabilirea unor valori aproximative ale parametrilor mecanismelor de rupere ale diferitelor tipuri de plăci, solicitate de diferite tipuri de încărcări, și

— prin determinarea în prealabil a valorilor exacte ale parametrilor mecanismelor de rupere, pentru fiecare tip de placă și mod de solicitare și pentru fiecare lege de distribuție a momentelor plastice de-a lungul liniilor de rupere.

Prima cale a fost adoptată și oficializată în anul 1950 în cadrul unor prescripții pentru calculul plăcilor dreptunghiulare rezemate pe tot conturul, solicitate de încărcări uniform distribuite ([1], [2]). Aceste prescripții au fost ulterior admise și la noi în țară începînd din anul 1952 [3].

Fig. 1



Aplicarea prescripțiilor menționate conduce însă la erori care pot depăși, în unele cazuri, limitele admise în mod obișnuit în practică.

Aspecte noi ale acestei căi au fost prezentate recent [4].

Cea de a doua cale este recomandabilă din toate punctele de vedere, întrucît :

— redă imaginea reală a comportării plăcilor în domeniul plastic ;

— este satisfăcută condiția de maximum a momentului plastic de referință ;

— conduce la obținerea unor elemente de calcul ușor de folosit în practică ;

— constituie mijlocul unic de determinare a erorilor care afectează rezultatele obținute prin adoptarea unor valori aproximative ale parametrilor mecanismelor de rupere.

Pînă în prezent, această cale a fost utilizată la determinarea parametrilor mecanismelor de rupere și a momentelor plastice pentru următoarele tipuri de plăci și de încărcări :

— plăci circulare solicitate de încărcări simetrice [5] ;

— plăci dreptunghiulare rezemate pe trei laturi și libere pe a patra latură, solicitate de încărcări uniform distribuite pe toată suprafața lor [6] ;

— plăci dreptunghiulare rezemate pe trei laturi și libere pe a patra latură, solicitate pe toată suprafața lor de încărcări de tip hidrostatic [7] ;

— plăci dreptunghiulare rezemate pe tot conturul, solicitate pe toată suprafața lor de încărcări de tip hidrostatic [8].

În cele ce urmează se stabilesc valorile exacte ale parametrilor mecanismelor de rupere ale plăcilor dreptunghiulare de beton armat, rezemate pe tot conturul, solicitate de încărcări permanente și temporare uniform distribuite pe toată suprafața lor.

Sînt luate în considerație șase moduri de rezemare pe contur, reprezentate în figura 1.

Pe baza rezultatelor obținute, se deduc valorile momentelor plastice și coeficienților de redistribuție ale acestor plăci.

Pentru determinarea comportării plastice a plăcilor se utilizează teoria liniilor de rupere [9].

Studiul se bazează pe principiile generale ale calculului construcțiilor la stări limită, expuse în normativul condiționat [10].

II. NOTAȚII

g — încărcarea permanentă de calcul, uniform distribuită pe unitatea de suprafață ;

L_M, L_Q — lucrurile mecanice virtuale ale momentelor plastice și încărcărilor de calcul (permanentă + temporară) în stadiul de mecanism al plăcilor ;

l_1, l_2 — deschiderile de calcul ale plăcilor ;

M_{p1}, M_{p2} — momentele plastice pozitive pe unitatea de lungime, acționînd pe direcțiile deschiderilor l_1 și l_2 ;

M'_{p1} — valoarea absolută a momentului plastic negativ acționînd pe unitatea de lungime a fiecărei laturi încastrate de lungime l_2 ;

M'_{p2} — valoarea absolută a momentului plastic negativ acționînd pe unitatea de lungime a fiecărei laturi încastrate de lungime l_1 ;

p_n, p_u — încărcările temporare, normată și de calcul, uniform distribuite pe unitatea de suprafață ;

p_1 — încărcarea temporară uniform distribuită pe unitatea de suprafață, corespunzătoare atingerii limitei de curgere de calcul într-un singur punct al armăturii ;

$r = \frac{q_u}{q_1}$ — coeficientul de redistribuție ;

$x_1, x_2, x_3, x_4, x_5, x_6$ — parametrii mecanismelor de rupere ale plăcilor ;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha'_1, \alpha'_2$ — valorile pozitive ale coeficienților de influență ai momentelor elastice maxime corespunzătoare momentelor plastice M_{p1}, M_{p2}, M'_{p1} și M'_{p2} ;

ξ' — valoarea comună a parametrilor ξ_1 și ξ_2 la plăcile avînd același tip de rezemare pe laturile de lungime l_2 ;

ξ'' — valoarea comună a parametrilor ξ_5 și ξ_6 la plăcile avînd același tip de rezemare pe laturile de lungime l_1 ;

$$q_n = g + p_n ; \quad q_1 = g + p_1 ; \quad q_u = g + p_u ;$$

$$\xi_1 = \frac{x_1}{l_1} ; \; \xi_2 = \frac{x_2}{l_1} ; \; \xi_3 = \frac{x_3}{l_2} ; \; \xi_4 = \frac{x_4}{l_1} ;$$

$$\xi_5 = \frac{x_5}{l_2} ; \; \xi_6 = \frac{x_6}{l_2} ; \; \lambda = \frac{l_2}{l_1} .$$

Reprezentările convenționale ale laturilor libere, simplu rezemate și încastrate, precum și ale liniilor de rupere sînt date în figura 2.

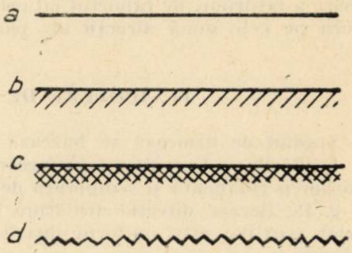


Fig. 2

a) latură liberă; *b*) latură simplu rezemată; → *c*) latură încastrată; *d*) linie de rupere

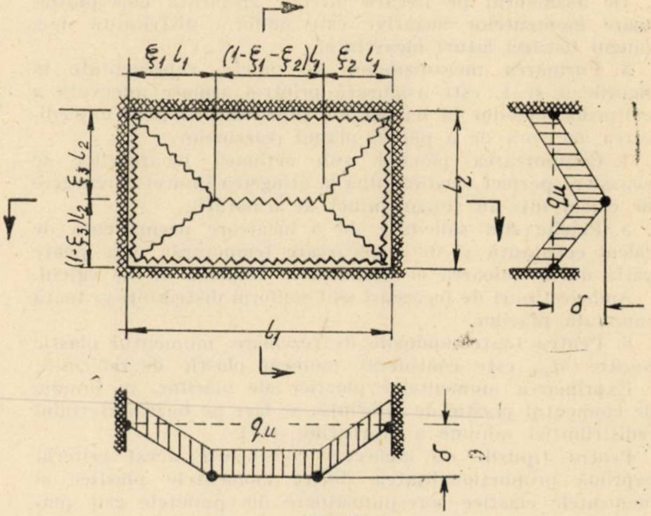
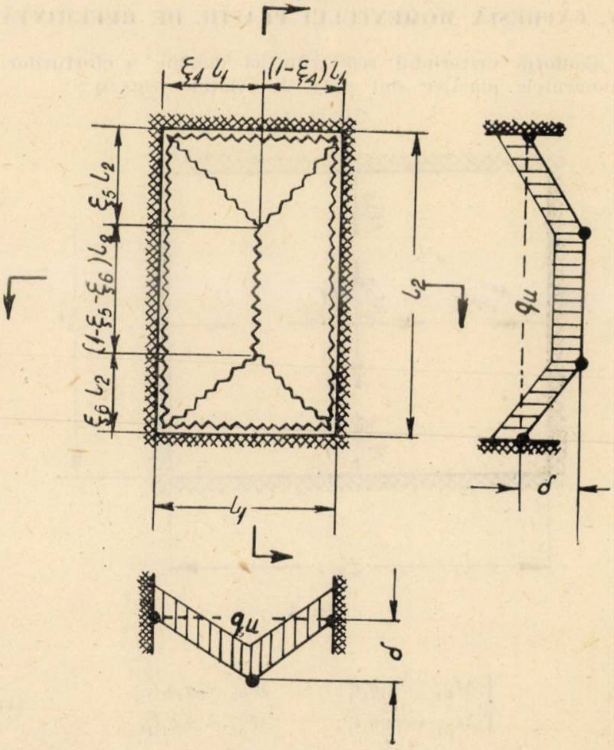


Fig. 3

Fig. 4



III. MECANISME DE RUPERE

Plăcile de tipul considerat au două mecanisme posibile de rupere, ale căror scheme, notate cu I și II, sînt reprezentate în figurile 3 și 4.

Formarea efectivă a acestor mecanisme de rupere este posibilă numai în cazurile în care colțurile plăcilor posedă o armare adecvată la partea lor superioară și sînt împiedicate să părăsească planul reazemelor.

Ruperea plăcilor după unul din cele două mecanisme reprezentate în figurile 3 și 4 este funcție de modul de rezemare a laturilor, de raportul laturilor și de distribuția armăturii pe cele două direcții ale plăcilor.

IV. IPOTEZE DE CALCUL

Studiul ce urmează se bazează pe următoarele ipoteze :

1. Plăcile se transformă în mecanisme sub acțiunea încărcărilor permanentă și temporară de calcul.

2. Pe fiecare direcție armătura corespunzătoare momentelor pozitive este uniform distribuită pe toată suprafața plăcilor.

De asemenea, pe fiecare direcție armătura corespunzătoare momentelor negative este uniform distribuită de-a lungul fiecărei laturi încastrate.

3. Formarea mecanismelor de rupere, reprezentate în figurile 3 și 4, este asigurată printr-o armare adecvată a colțurilor plăcilor la partea lor superioară și prin împiedicarea acestora de a părăsi planul reazemelor.

4. Comportarea plăcilor sub acțiunea încărcărilor se consideră perfect elastică pînă la atingerea limitei de curgere de calcul într-un singur punct al armăturii.

5. Plăcile sînt solicitate de o încărcare permanentă de calcul constantă și de o încărcare temporară, care poate varia de la valoarea ei normată la valoarea ei de calcul. Ambele tipuri de încărcări sînt uniform distribuite pe toată suprafața plăcilor.

6. Pentru toate modurile de rezemare, momentul plastic pozitiv M_{p1} este considerat moment plastic de referință.

Exprimarea momentelor plastice ale plăcilor, în funcție de momentul plastic de referință, se face pe baza criteriului redistribuției minime a eforturilor [11].

Pentru tipurile de încărcări considerate, acest criteriu exprimă proporționalitatea dintre momentele plastice și momentele elastice corespunzătoare din punctele cele mai solicitate ale plăcilor.

V. EXPRESIA MOMENTULUI PLASTIC DE REFERINȚĂ

Conform criteriului redistribuției minime a eforturilor, momentele plastice sînt date de relațiile (fig. 5) :

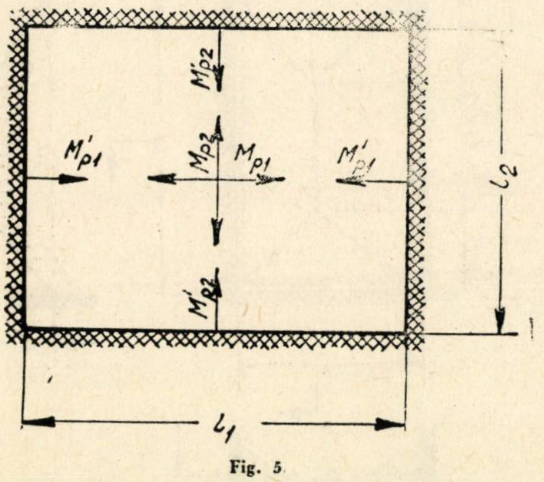


Fig. 5

$$\begin{cases} M_{p1} = \alpha_1 q_1 l_1^2; & M_{p2} = \alpha_2 q_1 l_1^2; \\ M'_{p1} = \alpha'_1 q_1 l_1^2; & M'_{p2} = \alpha'_2 q_1 l_1^2. \end{cases} \qquad (1)$$

Tabela 1

Modul de rezemare 1 (fig. 1 a). Caracteristici elastice

λ	α_1	α_2
0,5	0,0059	0,0236
0,6	0,0105	0,0293
0,7	0,0162	0,0331
0,8	0,0226	0,0352
0,9	0,0293	0,0362
1,0	0,0365	0,0265
1,1	0,0439	0,0363
1,2	0,0514	0,0357
1,3	0,0588	0,0348
1,4	0,0657	0,0335
1,5	0,0721	0,0319
1,6	0,0775	0,0302
1,7	0,0829	0,0286
1,8	0,0873	0,0265
1,9	0,0909	0,0253
2,0	0,0943	0,0236

Valorile coeficienților α_1, α_2, α'_1, și α'_2, stabilite pe baza datelor cuprinse în STAS 3599—52 [3], sînt date în tabelele 1—6 în funcție de modul de rezemare a plăcilor pe contur.

Tabela 2

Modul de rezemare 2 (fig. 1 b). Caracteristici elastice

λ	α_1	α_2	α'_1
0,5	0,0071	0,0221	0,0169
0,6	0,0117	0,0263	0,0306
0,7	0,0169	0,0285	0,0469
0,8	0,0224	0,0291	0,0632
0,9	0,0280	0,0285	0,0776
1,0	0,0334	0,0272	0,0893
1,1	0,0384	0,0254	0,0982
1,2	0,0429	0,0235	0,1048
1,3	0,0467	0,0215	0,1096
1,4	0,0499	0,0196	0,1132
1,5	0,0526	0,0178	0,1158
1,6	0,0546	0,0164	0,1178
1,7	0,0568	0,0147	0,1193
1,8	0,0585	0,0136	0,1204
1,9	0,0599	0,0123	0,1213
2,0	0,0606	0,0112	0,1219

Tabela 3

Modul de rezemare 3 (fig. 1 c). Caracteristici elastice

λ	α_1	α_2	α'_1
0,5	0,0073	0,0200	0,0198
0,6	0,0114	0,0223	0,0327
0,7	0,0157	0,0229	0,0455
0,8	0,0198	0,0217	0,0559
0,9	0,0235	0,0199	0,0639
1,0	0,0267	0,0179	0,0694
1,1	0,0293	0,0161	0,0733
1,2	0,0313	0,0141	0,0760
1,3	0,0330	0,0125	0,0779
1,4	0,0343	0,0112	0,0792
1,5	0,0353	0,0099	0,0802
1,6	0,0362	0,0090	0,0809
1,7	0,0369	0,0081	0,0814
1,8	0,0375	0,0071	0,0818
1,9	0,0379	0,0065	0,0821
2,0	0,0383	0,0060	0,0823

Tabela 4

Modul de rezemare 4 (fig. 1 d). Caracteristici elastice

λ	α_1	α_2	α'_1	α'_2
0,5	0,0037	0,0147	0,0073	0,0294
0,6	0,0069	0,0191	0,0143	0,0399
0,7	0,0111	0,0226	0,0242	0,0494
0,8	0,0161	0,0252	0,0363	0,0568
0,9	0,0215	0,0265	0,0495	0,0612
1,0	0,0269	0,0269	0,0625	0,0625
1,1	0,0322	0,0266	0,0743	0,0613
1,2	0,0370	0,0258	0,0843	0,0586
1,3	0,0414	0,0245	0,0926	0,0539
1,4	0,0452	0,0231	0,0992	0,0506
1,5	0,0485	0,0216	0,1044	0,0464
1,6	0,0513	0,0200	0,1084	0,0422
1,7	0,0538	0,0185	0,1116	0,0387
1,8	0,0557	0,0172	0,1141	0,0353
1,9	0,0575	0,0159	0,1161	0,0321
2,0	0,0588	0,0148	0,1176	0,0292

Tabela 5

Modul de rezemare 5 (fig. 1 e). Caracteristici elastice

λ	α_1	α_2	α'_1	α'_2
0,5	0,0041	0,0140	0,0093	0,0278
0,6	0,0072	0,0175	0,0172	0,0357
0,7	0,0110	0,0197	0,0270	0,0414
0,8	0,0151	0,0207	0,0357	0,0439
0,9	0,0191	0,0205	0,0473	0,0438
1,0	0,0227	0,0198	0,0557	0,0417
1,1	0,0257	0,0185	0,0621	0,0385
1,2	0,0283	0,0172	0,0671	0,0350
1,3	0,0305	0,0156	0,0709	0,0315
1,4	0,0322	0,0141	0,0737	0,0282
1,5	0,0337	0,0128	0,0758	0,0252
1,6	0,0348	0,0118	0,0774	0,0227
1,7	0,0357	0,0107	0,0786	0,0205
1,8	0,0365	0,0097	0,0795	0,0185
1,9	0,0372	0,0087	0,0803	0,0166
2,0	0,0377	0,0080	0,0809	0,0152

Tabela 6

Modul de rezemare 6 (fig. 1 f). Caracteristici elastice

λ	α_1	α_2	α'_1	α'_2
0,5	0,0023	0,0092	0,0049	0,0196
0,6	0,0044	0,0121	0,0096	0,0256
0,7	0,0072	0,0147	0,0161	0,0329
0,8	0,0106	0,0165	0,0242	0,0378
0,9	0,0143	0,0176	0,0330	0,0408
1,0	0,0180	0,0180	0,0417	0,0417
1,1	0,0214	0,0177	0,0495	0,0408
1,2	0,0245	0,0170	0,0562	0,0390
1,3	0,0271	0,0161	0,0617	0,0365
1,4	0,0293	0,0149	0,0661	0,0337
1,5	0,0312	0,0139	0,0696	0,0311
1,6	0,0328	0,0128	0,0723	0,0282
1,7	0,0340	0,0118	0,0744	0,0257
1,8	0,0351	0,0107	0,0761	0,0237
1,9	0,0360	0,0101	0,0774	0,0213
2,0	0,0367	0,0096	0,0784	0,0196

Prin eliminarea încărcării q_1, între relaţiile (1) se obţin următoarele ecuaţii:

$$\begin{cases} M_{p2} = \dfrac{\alpha_2}{\alpha_1} M_{p1} \\ M'_{p1} = \dfrac{\alpha'_1}{\alpha_1} M_{p1} \\ M'_{p2} = \dfrac{\alpha'_2}{\alpha_1} M_{p1} \end{cases} \qquad (2)$$

Pe de altă parte, expresia generală a ecuaţiei de echilibru plastic a plăcilor este:

$$L_M + L_Q = 0. \qquad (3)$$

Făcînd în ecuaţia (3) substituţiile indicate de relaţiile (2) se obţine

$$M_{p1} = m_1 q_u l_1^2. \qquad (4)$$

În această expresie a momentului plastic de referinţă coeficientul m este funcţie de valorile parametrilor mecanismelor de rupere ale plăcilor.

VI. CONDIŢIILE DE MAXIMUM ALE MOMENTULUI PLASTIC DE REFERINŢĂ

Expresiile generale ale condiţiilor de maximum ale momentului plastic de referinţă sînt:

$$\frac{\partial m_1}{\partial \xi_1} = 0, \quad \frac{\partial m_1}{\partial \xi_2} = 0, \quad \frac{\partial m_1}{\partial \xi_3} = 0 \qquad (5)$$

pentru schema de rupere I, respectiv

$$\frac{\partial m_1}{\partial \xi_4} = 0, \quad \frac{\partial m_1}{\partial \xi_5} = 0, \quad \frac{\partial m_1}{\partial \xi_6} = 0 \qquad (6)$$

pentru schema de rupere II.

Valorile parametrilor mecanismelor de rupere care satisfac ecuaţiile (5), respectiv (6), sînt date în tabelele 7—12 în funcţie de modul de rezemare a plăcilor pe contur.

VII. EXPRESIILE MOMENTELOR PLASTICE

Valoarea maximă a momentului plastic de referinţă este dată de relaţia (4), în care coeficientul m_1 se determină în funcţie de parametrii mecanismelor de rupere care satisfac ecuaţiile (5), respectiv (6).

Asocierea relaţiei (4) la relaţiile (2) conduce la următoarele expresii ale celorlalte momente plastice:

$$\begin{cases} M_{p2} = m_2 q_u l_1^2 \\ M'_{p1} = m'_1 q_u l_1^2 \\ M'_{p2} = m'_2 q_u l_1^2 \end{cases} \qquad (7)$$

în care

$$\begin{cases} m_2 = \dfrac{\alpha_2}{\alpha_1} m_1 \\ m'_1 = \dfrac{\alpha'_1}{\alpha_1} m_1 \\ m'_2 = \dfrac{\alpha'_2}{\alpha_1} m_1 \end{cases} \qquad (8)$$

Coeficienţii m_1, m_2, m_1' şi m'_2 sînt daţi în tabelele 7—12.

VIII. COEFICIENTUL DE REDISTRIBUŢIE

Încărcarea q_1, necesară pentru stabilirea valorii coeficientului de redistribuţie, se obţine prin egalarea valorilor momentului plastic M_{p1} date de relaţia (4) şi de prima dintre relaţiile (1).

Tabela 7

Modul de rezemare 1 (fig. 1 a). Caracteristici plastice

λ	m_1	m_2	r	Schema de rupere	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6
0,5	0,0059	0,0234	1,01	I	0,19	0,19	0,50	—	—	—
0,6	0,0108	0,0301	—	I	0,25	0,25	0,50	—	—	—
0,7	0,0172	0,0352	—	I	0,32	0,32	0,50	—	—	—
0,8	0,0249	0,0388	—	I	0,39	0,39	0,50	—	—	—
0,9	0,0332	0,0410	—	I	0,45	0,45	0,50	—	—	—
1,0	0,0417	0,0417	—	I, II	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
1,1	0,0497	0,0411	—	II	—	—	—	0,50	0,45	0,45
1,2	0,0572	0,0397	—	II	—	—	—	0,50	0,41	0,41
1,3	0,0638	0,0377	—	II	—	—	—	0,50	0,37	0,37
1,4	0,0698	0,0356	—	II	—	—	—	0,50	0,33	0,33
1,5	0,0753	0,0333	—	II	—	—	—	0,50	0,30	0,30
1,6	0,0800	0,0312	—	II	—	—	—	0,50	0,27	0,27
1,7	0,0842	0,0290	—	II	—	—	—	0,50	0,24	0,24
1,8	0,0880	0,0267	—	II	—	—	—	0,50	0,22	0,22
1,9	0,0910	0,0253	—	II	—	—	—	0,50	0,20	0,20
2,0	0,0935	0,0234	1,01	II	—	—	—	0,50	0,19	0,19

Tabela 8

Modul de rezemare 2 (fig. 1 b). Caracteristici plastice

λ	m_1	m_2	m'_1	r	Schema de rupere	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6
0,5	0,0064	0,0196	0,0150	1,11	I	0,36	0,20	0,50	—	—	—
0,6	0,0104	0,0233	0,0271	1,13	I	0,47	0,25	0,50	—	—	—
0,7	0,0150	0,0252	0,0415	1,13	I	0,58	0,30	0,50	—	—	—
0,8	0,0198	0,0257	0,0559	1,13	II	—	—	—	0,66	0,49	0,49
0,9	0,0245	0,0250	0,0680	1,14	II	—	—	—	0,66	0,43	0,43
1,0	0,0293	0,0239	0,0783	1,14	II	—	—	—	0,66	0,38	0,38
1,1	0,0337	0,0223	0,0862	1,14	II	—	—	—	0,65	0,33	0,33
1,2	0,0373	0,0205	0,0911	1,15	II	—	—	—	0,65	0,29	0,29
1,3	0,0409	0,0189	0,0961	1,14	II	—	—	—	0,65	0,26	0,26
1,4	0,0442	0,0174	0,1002	1,13	II	—	—	—	0,64	0,23	0,23
1,5	0,0469	0,0159	0,1034	1,12	II	—	—	—	0,64	0,21	0,21
1,6	0,0487	0,0147	0,1052	1,12	II	—	—	—	0,64	0,19	0,19
1,7	0,0512	0,0133	0,1075	1,11	II	—	—	—	0,64	0,17	0,17
1,8	0,0527	0,0123	0,1085	1,11	II	—	—	—	0,64	0,15	0,15
1,9	0,0545	0,0112	0,1103	1,10	II	—	—	—	0,64	0,14	0,14
2,0	0,0556	0,0103	0,1118	1,09	II	—	—	—	0,63	0,12	0,12

Tabela 9

Modul de rezemare 3 (fig. 1 c). Caracteristici plastice

λ	m_1	m_2	m'_1	r	Schema de rupere	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6
0,5	0,0059	0,0161	0,0160	1,24	I	0,36	0,36	0,50	—	—	—
0,6	0,0090	0,0176	0,0257	1,27	I	0,46	0,46	0,50	—	—	—
0,7	0,0122	0,0178	0,0353	1,29	II	—	—	—	0,50	0,47	0,47
0,8	0,0154	0,0168	0,0433	1,29	II	—	—	—	0,50	0,40	0,40
0,9	0,0184	0,0156	0,0499	1,28	II	—	—	—	0,50	0,34	0,34
1,0	0,0212	0,0142	0,0551	1,26	II	—	—	—	0,50	0,29	0,29
1,1	0,0236	0,0130	0,0591	1,24	II	—	—	—	0,50	0,25	0,25
1,2	0,0257	0,0116	0,0623	1,22	II	—	—	—	0,50	0,22	0,22
1,3	0,0275	0,0104	0,0649	1,20	II	—	—	—	0,50	0,19	0,19
1,4	0,0291	0,0095	0,0671	1,18	II	—	—	—	0,50	0,17	0,17
1,5	0,0304	0,0085	0,0691	1,16	II	—	—	—	0,50	0,15	0,15
1,6	0,0317	0,0079	0,0710	1,14	II	—	—	—	0,50	0,14	0,14
1,7	0,0327	0,0072	0,0720	1,13	II	—	—	—	0,50	0,12	0,12
1,8	0,0335	0,0063	0,0730	1,12	II	—	—	—	0,50	0,11	0,11
1,9	0,0342	0,0059	0,0740	1,11	II	—	—	—	0,50	0,10	0,10
2,0	0,0348	0,0055	0,0748	1,10	II	—	—	—	0,50	0,09	0,09

Tabela 10

Modul de rezemare 4 (fig. 1 d). Caracteristici plastice

λ	m_1	m_2	m'_1	m'_2	r	Schema de rupere	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6
0,5	0,0032	0,0127	0,0063	0,0253	1,16	I	0,24	0,14	0,64	—	—	—
0,6	0,0057	0,0158	0,0118	0,0330	1,21	I	0,32	0,18	0,64	—	—	—
0,7	0,0089	0,0181	0,0194	0,0396	1,25	I	0,41	0,23	0,64	—	—	—
0,8	0,0127	0,0199	0,0286	0,0447	1,27	I	0,50	0,27	0,64	—	—	—
0,9	0,0168	0,0207	0,0387	0,0478	1,28	I	0,58	0,31	0,64	—	—	—
1,0	0,0209	0,0209	0,0484	0,0484	1,29	I, II	0,64	0,36	0,64	0,64	0,64	0,36
1,1	0,0252	0,0208	0,0580	0,0479	1,28	II	—	—	—	0,64	0,58	0,32
1,2	0,0291	0,0203	0,0664	0,0461	1,27	II	—	—	—	0,64	0,52	0,29
1,3	0,0329	0,0195	0,0735	0,0428	1,26	II	—	—	—	0,64	0,47	0,26
1,4	0,0362	0,0185	0,0794	0,0405	1,25	II	—	—	—	0,64	0,42	0,24
1,5	0,0391	0,0174	0,0842	0,0371	1,24	II	—	—	—	0,64	0,38	0,22
1,6	0,0418	0,0163	0,0881	0,0343	1,23	II	—	—	—	0,64	0,34	0,20
1,7	0,0442	0,0152	0,0915	0,0317	1,22	II	—	—	—	0,64	0,31	0,18
1,8	0,0465	0,0143	0,0951	0,0294	1,20	II	—	—	—	0,64	0,28	0,16
1,9	0,0487	0,0135	0,0984	0,0272	1,18	II	—	—	—	0,64	0,26	0,15
2,0	0,0507	0,0128	0,1014	0,0251	1,16	II	—	—	—	0,64	0,24	0,14

Tabela 11

Modul de rezemare 5 (fig. 1 e). Caracteristici plastice

λ	m_1	m_2	m'_1	m'_2	r	Schema de rupere	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6
0,5	0,0033	0,0113	0,0075	0,0224	1,24	I	0,25	0,25	0,64	—	—	—
0,6	0,0055	0,0134	0,0131	0,0273	1,31	I	0,33	0,33	0,64	—	—	—
0,7	0,0081	0,0145	0,0199	0,0305	1,36	I	0,41	0,41	0,64	—	—	—
0,8	0,0110	0,0150	0,0271	0,0318	1,38	I	0,48	0,48	0,64	—	—	—
0,9	0,0139	0,0149	0,0343	0,0317	1,38	II	—	—	—	0,50	0,59	0,33
1,0	0,0166	0,0145	0,0407	0,0304	1,37	II	—	—	—	0,50	0,52	0,30
1,1	0,0191	0,0137	0,0460	0,0285	1,35	II	—	—	—	0,50	0,46	0,26
1,2	0,0213	0,0129	0,0504	0,0263	1,33	II	—	—	—	0,50	0,40	0,23
1,3	0,0235	0,0120	0,0546	0,0243	1,30	II	—	—	—	0,50	0,36	0,21
1,4	0,0253	0,0111	0,0580	0,0222	1,27	II	—	—	—	0,50	0,32	0,18
1,5	0,0269	0,0103	0,0606	0,0201	1,25	II	—	—	—	0,50	0,28	0,16
1,6	0,0283	0,0096	0,0629	0,0185	1,23	II	—	—	—	0,50	0,25	0,15
1,7	0,0295	0,0089	0,0650	0,0170	1,21	II	—	—	—	0,50	0,23	0,13
1,8	0,0307	0,0082	0,0668	0,0156	1,19	II	—	—	—	0,50	0,21	0,12
1,9	0,0318	0,0074	0,0686	0,0142	1,17	II	—	—	—	0,50	0,19	0,11
2,0	0,0325	0,0069	0,0697	0,0131	1,16	II	—	—	—	0,50	0,17	0,10

Tabela 12

Modul de rezemare 6 (fig.1f). Caracteristici plastice

λ	m_1	m_2	m'_1	m'_2	r	Schema de rupere	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4	ξ_5	ξ_6
0,5	0,0019	0,0075	0,0040	0,0159	1,23	I	0,19	0,19	0,50	—	—	—
0,6	0,0034	0,0093	0,0074	0,0197	1,30	I	0,26	0,26	0,50	—	—	—
0,7	0,0053	0,0108	0,0119	0,0242	1,36	I	0,32	0,32	0,50	—	—	—
0,8	0,0076	0,0118	0,0173	0,0270	1,40	I	0,39	0,39	0,50	—	—	—
0,9	0,0101	0,0124	0,0233	0,0287	1,42	I	0,45	0,45	0,50	—	—	—
1,0	0,0126	0,0126	0,0291	0,0291	1,43	I, II	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
1,1	0,0151	0,0125	0,0349	0,0287	1,42	II	—	—	—	0,50	0,45	0,45
1,2	0,0174	0,0121	0,0399	0,0277	1,41	II	—	—	—	0,50	0,41	0,41
1,3	0,0195	0,0116	0,0443	0,0263	1,39	II	—	—	—	0,50	0,37	0,37
1,4	0,0214	0,0109	0,0482	0,0246	1,37	II	—	—	—	0,50	0,33	0,33
1,5	0,0231	0,0103	0,0515	0,0231	1,35	II	—	—	—	0,50	0,30	0,30
1,6	0,0249	0,0097	0,0548	0,0213	1,32	II	—	—	—	0,50	0,27	0,27
1,7	0,0263	0,0092	0,0577	0,0199	1,29	II	—	—	—	0,50	0,24	0,24
1,8	0,0277	0,0084	0,0599	0,0187	1,27	II	—	—	—	0,50	0,22	0,22
1,9	0,0288	0,0081	0,0620	0,0171	1,25	II	—	—	—	0,50	0,20	0,20
2,0	0,0298	0,0078	0,0638	0,0160	1,23	II	—	—	—	0,50	0,19	0,19

Rezultă

$$q_1 = \frac{m_1}{\alpha_1} q_u. \tag{9}$$

În consecinţă, coeficientul de redistribuţie are expresia

$$r = \frac{q_u}{q_1} = \frac{\alpha_1}{m_1}. \tag{10}$$

Valorile acestui coeficient sînt date în tabelele 7—12.

IX. MOMENTELE DE CALCUL

Momentele plastice stabilite mai sus reprezintă momente de calcul numai dacă $r \leqslant r_a$, unde r_a este dat de relaţia

$$r_a = \frac{q_u}{q_n}. \tag{11}$$

Dacă $r > r_a$, momentele de calcul sînt date de relaţiile

$$\left\{\begin{array}{ll} M_{p1} = \alpha_1 q_n l_1^2; & M_{p2} = \alpha_2 q_n l_1^2; \\ M'_{p1} = \alpha'_1 q_n l_1^2; & M'_{p2} = \alpha'_2 q_n l_1^2. \end{array}\right. \tag{12}$$

Valoarea limită r_a a coeficientului de redistribuţie rezultă din condiţia ca, sub acţiunea încărcării permanente de calcul şi a încărcării temporare normate, limita de curgere de calcul să fie atinsă cel mult într-un singur punct al armăturii plăcilor.

Relaţiile (12) corespund unei redistribuţii parţiale a eforturilor, al cărei coeficient de redistribuţie este egal cu r_a.

X. DISPOZIŢII DIFERITE ALE ARMĂTURII

Rezultatele prezentate mai sus au fost obţinute în ipoteza că, pe fiecare direcţie, armătura corespunzătoare momentelor pozitive este uniform distribuită pe toată suprafaţa plăcilor (prima dispoziţie a armăturii, fig. 6).

În practica dimensionării plăcilor, această armătură poate fi însă distribuită în alte trei moduri, şi anume:

1. Pe fiecare direcţie armătura este uniform distribuită pe toată lăţimea plăcilor, dar o parte din ea este ridicată pe reazeme (a doua dispoziţie a armăturii, fig. 7).

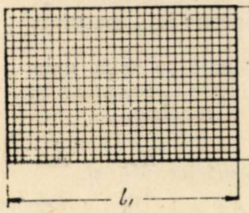


Fig. 6

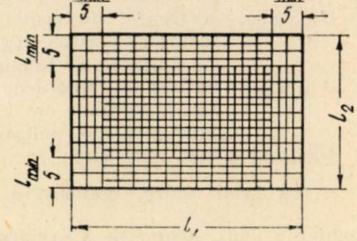


Fig. 7

2. Pe fiecare direcţie plăcile sînt împărţite în trei fîşii. Pe lăţimea fiecărei fîşii armătura este uniform distribuită, dar intensitatea ei în fîşiile marginale este inferioară celei din fîşia centrală (a treia dispoziţie a armăturii, fig. 8).

3. Pe fiecare direcţie plăcile sînt împărţite în trei fîşii. Pe lăţimea fiecărei fîşii armătura este uniform distribuită, dar intensitatea ei în fîşiile marginale este inferioară celei din fîşia centrală. În plus, o parte din armătura fîşiei centrale este ridicată pe reazeme (a patra dispoziţie a armăturii, fig. 9).

În cele ce urmează se prezintă o metodă practică de obţinere a momentelor plastice pentru ultimele trei dispoziţii ale armăturii.

În acest scop se fac următoarele ipoteze suplimentare:

— pe ambele direcţii ridicarea armăturii se face la o distanţă de reazeme egală cu $\frac{l_{\min}}{5}$; armătura ce se ridică pe reazeme este capabilă să preia momente pozitive la o dis-

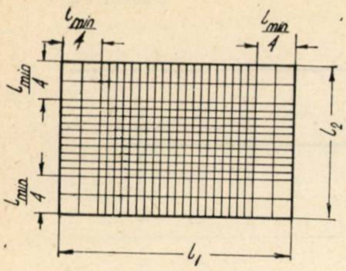


Fig. 8

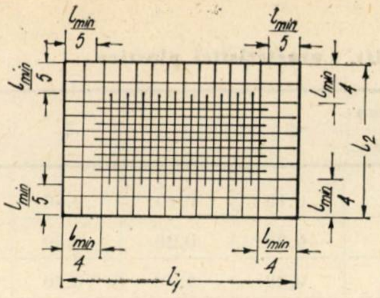


Fig. 9

tanţă de reazemele respective egală cu $\frac{l_{\min}}{4}$, unde $l_{\min}$ este deschiderea cea mai mică a plăcii ;

— pe ambele direcţii lăţimile fîşiilor marginale sînt egale cu $\frac{l_{\min}}{4}$.

Momentele de calcul se obţin în modul următor.

1. Dacă $r \cdot v \leqslant r_a$, momentele de calcul sînt date de relaţiile

$$M_{p1} = \frac{m_1}{v} q_u l_1^2; \qquad M_{p2} = \frac{m_2}{v} q_u l_1^2;$$
$$M'_{p1} = \frac{m'_1}{v} q_u l_1^2; \qquad M'_{p2} = \frac{m'_2}{v} q_u l_1^2. \tag{13}$$

2. Dacă $r \cdot v > r_a$, momentele de calcul sînt date de relaţiile (12).

În cele de mai sus r este coeficientul de redistribuţie corespunzător primei distribuţii a armăturii (fig. 6), ale cărui valori sînt date în tabelele 7—12.

Coeficientul v are expresia

$$v = 1 - a \cdot s. \tag{14}$$

Pentru definirea factorului s se fac următoarele notaţii suplimentare :

A_{e1}, A_{e2} — secţiunile armăturii ridicate pe fiecare din reazemele de lungime l_2, respectiv l_1, măsurate pe unitatea de lungime ;
A_{p1}, A_{p2} — secţiunile de armătură corespunzătoare momentelor plastice M_{p1}, respectiv M_{p2}, măsurate pe unitatea de lungime ;
A_{s1}, A_{s2} — secţiunile armăturii suprimate pe fîşiile marginale paralele cu deschiderile l_1, respectiv l_2, măsurate pe unitatea de lungime.

Factorul s este egal cu :

— cea mai mare valoare a rapoartelor $\frac{A_{e1}}{A_{p1}}$ şi $\frac{A_{e2}}{A_{p2}}$ pentru a doua dispoziţie a armăturii (fig. 7) ;

— cea mai mare valoare a rapoartelor $\frac{A_{s1}}{A_{p1}}$ şi $\frac{A_{s2}}{A_{p2}}$ pentru a treia dispoziţie a armăturii (fig. 8) ;

— cea mai mare valoare a rapoartelor $\frac{A_{e1}}{A_{p1}}$, $\frac{A_{e2}}{A_{p2}}$, $\frac{A_{s1}}{A_{p1}}$ şi $\frac{A_{s2}}{A_{p2}}$ pentru a patra dispoziţie a armăturii (fig. 9).

Valorile factorului a, prin care se ia în consideraţie micşorarea lucrului mecanic virtual al momentelor plastice pozitive ca urmare a ridicării pe reazeme a unei părţi a armăturii din cîmp sau a suprimării unei părţi a acestei armături pe fîşiile marginale, sînt date în tabela 13, în funcţie de modul de rezemare a plăcilor pe contur.

Aceste valori au fost obţinute pentru $s = 1$, în ipoteza că parametrii schemelor de rupere, corespunzători ultimelor trei dispoziţii ale armăturii, sînt egali cu parametrii obţinuţi pentru prima dispoziţie a armăturii.

Această aproximaţie are următoarele justificări :

— parametrii exacţi ai schemelor de rupere, corespunzători ultimelor trei dispoziţii ale armăturii, diferă de cei obţinuţi pentru prima dispoziţie a armăturii cu cel mult ±10 % ;

Tabela 13

COEFICIENTUL a

λ	Modul de rezemare					
	1	2	3	4	5	6
0,5	0,31	0,27	0,29	0,21	0,20	0,10
0,6	0,37	0,31	0,32	0,25	0,23	0,11
0,7	0,41	0,33	0,31	0,28	0,25	0,13
0,8	0,44	0,41	0,31	0,31	0,26	0,14
0,9	0,47	0,41	0,31	0,33	0,25	0,15
1,0	0,50	0,42	0,32	0,34	0,24	0,15
1,1	0,48	0,37	0,29	0,33	0,23	0,15
1,2	0,45	0,35	0,27	0,31	0,21	0,14
1,3	0,43	0,32	0,25	0,30	0,19	0,13
1,4	0,41	0,30	0,23	0,28	0,19	0,13
1,5	0,39	0,28	0,21	0,26	0,18	0,12
1,6	0,37	0,27	0,20	0,25	0,17	0,12
1,7	0,36	0,25	0,18	0,24	0,16	0,11
1,8	0,34	0,24	0,16	0,23	0,14	0,11
1,9	0,33	0,23	0,15	0,22	0,13	0,10
2,0	0,31	0,23	0,14	0,21	0,13	0,10

— pentru $s \leqslant \frac{2}{3}$, o variaţie de ±10 % a parametrilor schemelor de rupere în jurul valorilor lor exacte afectează valorile momentelor plastice cu o eroare de maximum 1 % [4].

XI. ÎNCASTRĂRI ELASTICE

În numeroase cazuri, laturile plăcilor sînt încastrate elastic.

Prin definiţie, gradul de încastrare elastică a unei laturi este egal cu raportul dintre momentul elastic efectiv şi momentul corespunzător încastrării perfecte a laturii, ambele fiind determinate pentru aceleaşi valori ale încărcărilor.

În general, determinarea momentelor plastice ale plăcilor, avînd laturi încastrate elastic, reprezintă o problemă dificilă. De aceea, în acest caz, elaborarea unor procedee aproximative de calcul, care să conducă însă la valori ale momentelor plastice foarte apropiate de cele date de calculul exact, prezintă un interes deosebit.

Un astfel de procedeu este prezentat mai jos pentru plăcile ale căror laturi încastrate elastic au acelaşi grad de încastrare.

Pentru aceasta se consideră două cazuri limită ale plăcii încastrate elastic, şi anume :

Primul caz limită : gradul de încastrare al laturilor încastrate elastic este egal cu zero, respectiv aceste laturi sînt considerate simplu rezemate.

Al doilea caz limită : gradul de încastrare al laturilor încastrate elastic este egal cu unitatea, respectiv aceste laturi sînt considerate încastrate perfect.

Se fac următoarele notaţii :

M^s_{p1} — momentul plastic de referinţă produs de încărcările de calcul în primul caz limită al plăcii ;
M^i_{p1} — momentul plastic de referinţă produs de încărcările de calcul în al doilea caz limită ;
M_{p1} — momentul plastic de referinţă produs de încărcările de calcul în placa reală ;
η — gradul de încastrare al laturilor încastrate elastic ale plăcii reale ($0 \leqslant \eta \leqslant 1$).

Valorile aproximative, dar suficient de apropiate de cele exacte, ale momentelor plastice ale plăcii reale se obţin prin efectuarea unei interpolări liniare între cele două cazuri limită, adică

$$M_{p1} = (1 - \eta) M^s_{p1} + \eta M^i_{p1}. \tag{15}$$

Momentele de calcul ale plăcilor încastrate elastic sînt date, de asemenea, de relația generală (15), în care însă momentele M_{p1}^{s} și M_{p1}^{i} trebuie să fie introduse cu valorile lor de calcul, care se obțin conform celor expuse la punctele IX și X.

Bibliografie

[1] * * * : *Instrukția po rascetu plit i vtorostepennîh balok jelezobetonnîh perekrîtii s ucetom plasticeskih deformații* (I—132—50), Gosstroiizdat, Moskva, 1950.

[2] * * * : *Instrucțiuni pentru calculul structurilor de beton armat, static nedeterminate, cu considerarea redistribuției eforturilor* (traducere din l. rusă), Editura Tehnică, București, 1963.

[3] * * * : STAS 3599—52. *Construcții civile și industriale. Planșee de beton armat monolite. Plăci, grinzi. Prescripții de calcul și alcătuire.*

[4] Petcu V. : *Mecanisme de rupere exacte și aproximative în calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat.* Comunicare prezentată la Conferința de Mecanică a Academiei Repulicii Socialiste România, București, 27—30 septembrie 1965 (Sub tipar în Studii și cercetări de mecanică aplicată, nr. 3, 1966).

[5] Petcu V. : *Calculul plastic al plăcilor circulare de beton armat, solicitate de încărcări simetrice.* Studii și cercetări de mecanică aplicată, vol. 15, nr. 1, 1964.

[6] Petcu V. : *Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe trei laturi, solicitate de încărcări uniform distribuite.* Studii și cercetări de mecanică aplicată, vol. 18, nr. 1, 1965.

[7] Petcu V. : *Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat, rezemate pe trei laturi, solicitate de încărcări de tip hidrostatic.* Studii și cercetări de mecanică aplicată, vol. 19, nr. 5, 1965.

[8] Petcu V. : *Calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat rezemate pe tot conturul, solicitate de încărcări de tip hidrostatic.* Studii și cercetări de mecanică aplicată, vol. 19, nr. 6, 1965.

[9] Johansen K. W. : *Yield — line Theory.* Cement and Concrete Association, London, 1962.

[10] * * * : *Normativ condiționat pentru calculul construcțiilor la stări limită,* Vol. I. Editura Tehnică, București, 1963.

[11] Petcu V. : *Criterii de soluționare a ecuației de echilibru plastic a plăcilor dreptunghiulare de beton armat.* Studii și cercetări de mecanică aplicată, vol. 18, nr. 2, 1965.

Plăci curbe subțiri sectoriale pe contur poligonal, trasate după o cuadrică

Prof. dr. ing. P. Csonka, Budapesta

1. INTRODUCERE

Acoperișurile din plăci curbe subțiri găsesc o aplicare din ce în ce mai largă în arhitectura modernă. Aceste structuri fac posibilă acoperirea unor suprafețe avînd, în plan, formele cele mai variate și asigură, totodată, în general, un aspect foarte plăcut din exteriorul sau interiorul construcției.

Plăcile curbe subțiri sectoriale, construite peste un contur poligonal, constituie o categorie specială de plăci utilizate pentru acoperirea unor spații de formă apropiată de un cerc. Forma în plan a acestor sectoare este de triunghi isoscel. Aceste sectoare de plăci sînt libere în lungul marginii exterioare, în timp ce marginile laterale ce leagă două sectoare adiacente se descarcă pe arce situate în plan vertical.

Statica plăcilor curbe subțiri sectoriale a fost discutată pînă în prezent doar într-un număr relativ redus de articole; acestea se referă în principal la plăci constituite din sectoare în formă de paraboloizi hiperbolici sau, în cel mai bun caz, se referă la o anumită formă. În lucrarea de față sînt studiate plăcile sectoriale de o formă mai generală, la care sectoarele au forma unui paraboloid eliptic, cilindru parabolic și paraboloid hiperbolic (fig. 1).

2. IPOTEZE ȘI ECUAȚII DE BAZĂ

Studiul este bazat pe ipotezele obișnuite ale teoriei de membrană; în consecință, condițiile referitoare la continuitatea legăturii sectoarelor în lungul arcelor de rigidizare sînt neglijate. Se presupune că placa curbă subțire este constituită din sectoare identice, toate fiind încărcate la fel și numai cu încărcări verticale.

Ne vom raporta la sistemul de coordonate cartesiene ortogonal, *Oxyz*, indicat în figura 2. Originea este situată la creștetul plăcii, axa *Oz* este verticală, cotele *z* fiind pozitive în jos. Axa *Oy* este perpendiculară pe una din laturile poligonului de contur din proiecție. În cele ce urmează, ne vom referi la sectorul de placă definit mai sus.

Ecuația suprafeței mediane a sectorului de placă considerat se scrie, în sistemul de axe *Oxyz*:

$$z = \frac{\alpha x^2}{2} + \frac{\beta y^2}{2}, \qquad (1)$$

în care α și β sînt constante, cu restricția ca $\alpha \neq 0$.

Încărcarea plăcii este definită prin componenta sa raportată la unitatea de suprafață în proiecție pe planul *xOy*. Încărcarea sus-menționată poate fi aproximată prin funcția

$$Z = Z_{00} + Z_{20}x^2 + Z_{02}y^2 + Z_{40}x^4 + Z_{22}x^2y^2 + Z_{04}y^4. \qquad (2)$$

Constantele Z_{ij} $(i, j = 0,\ 2,\ 4)$ figurînd în membrul din dreapta al acestei relații urmează să fie determinate astfel încît încărcarea definită prin formula (2) să difere cît mai puțin de încărcarea reală a plăcii.

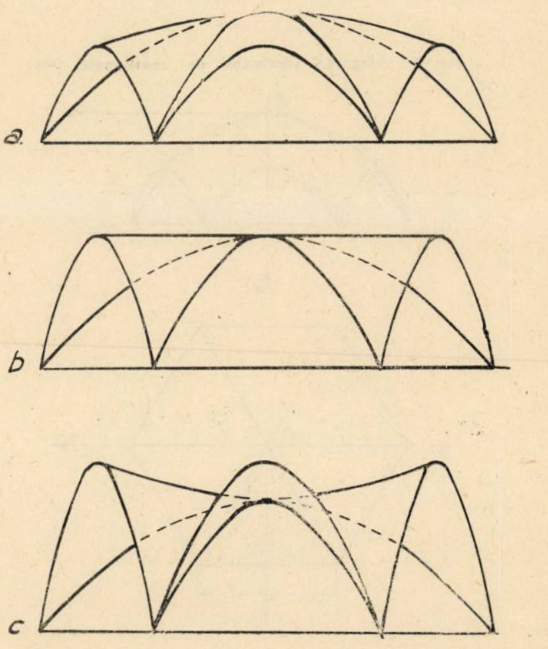
Starea de eforturi va fi caracterizată prin funcția de eforturi a lui Pucher $F = F(x, y)$. În cazul dat, această funcție satisface ecuația cu derivate parțiale

$$\alpha \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} + \beta \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} = -Z. \qquad (3)$$

Dacă funcția F este dată sau aleasă arbitrar, funcția de încărcare, corespunzătoare lui F, va putea fi determinată cu ajutorul formulei:

$$Z = -\beta \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \alpha \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \qquad (4)$$

Fig. 1. Plăci curbe subțiri sectoriale avînd suprafața mediană a) paraboloid eliptic; b) cilindru parabolic; c) paraboloid hiperbolic



iar eforturile proiectate vor putea fi calculate cu ajutorul relaţiilor binecunoscute de mai jos :

$$n_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad n_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}, \quad n_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}. \qquad (5)$$

3. SOLUŢIA PROBLEMEI

Întrucît marginea $y = b$ a sectorului de placă considerat este în întregime liberă, funcţia de eforturi trebuie să satisfacă următoarele condiţii marginale [5] :

$$F = 0, \quad \partial F / \partial y = 0. \qquad (6)$$

Ţinînd seama de aceste condiţii, funcţia de eforturi poate fi pusă sub forma :

$$F = (b - y)^2 \cdot P(x, y), \qquad (7)$$

în care $P(x, y)$ este un anumit polinom de gradul al patrulea în raport cu variabilele x şi y. Acest polinom este par în raport cu x şi are forma următoare :

$$P = P_{00} + P_{01}y + P_{20}x^2 + P_{02}y^2 + P_{21}x^2y + + P_{03}y^3 + P_{40}x^4 + P_{22}x^2y^2 + P_{04}\,y^2. \qquad (8)$$

Coeficienţii din membrul drept al relaţiei precedente sînt pentru moment nedeterminaţi.

Introducînd relaţia (8) în formula (7), funcţia de încărcare Z corespunzătoare funcţiei de eforturi F poate fi calculată cu această formulă (7). În acest fel, funcţia de încărcare rezultă sub forma unui polinom de gradul al patrulea. Desigur polinomul obţinut trebuie să concorde cu polinomul (2) adică, în cele două polinoame sus-menţionate, coeficienţii termenilor corespunzători trebuie să fie identici.

Egalînd aceşti coeficienţi, rezultă în cazul general nouă ecuaţii. Din aceste ecuaţii, urmează să calculăm valorile $P_{i,j}$. În felul acesta polinomul $P(x, y)$ dat de (8) este definit complet. Înlocuind acest polinom în formula (7), se obţine funcţia de eforturi căutată $F(x, y)$. Apoi, eforturile proiectate pot fi calculate cu ajutorul formulelor (5).

Efectuînd calculele amintite mai sus pentru cîteva cazuri importante în practică, au fost obţinute, pentru polinoamele din (7), relaţiile trecute în tabela 1. Corespunzător aceloraşi cazuri de încărcare, au fost trecute în tabela 2 formulele pentru eforturile proiectate.

De menţionat că, în cazul sectoarelor în formă de paraboloid hiperbolic, valorile eforturilor proiectate determinate în lucrarea de faţă concordă cu cele din studiul [3].

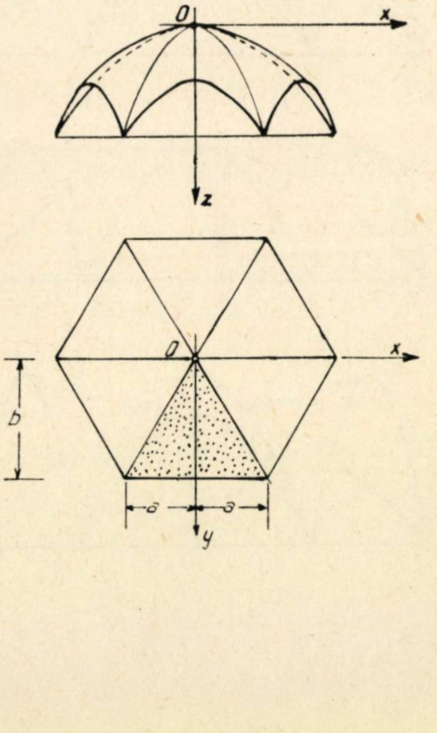
În sfîrşit, trebuie precizat că metoda de faţă poate fi aplicată şi pentru cazuri de încărcare diferite de cele discutate aici, cu condiţia ca funcţia de încărcare să fie un polinom. Dacă ultima este de gradul n, polinomul P va fi tot de gradul n, în timp ce funcţia de eforturi va fi de gradul (n + 2).

Tabela 1

Valorile polinomului $P = P(x, y)$ pentru diferite cazuri de încărcare simple

Z	P (x, y)
Z_{00}	$-\dfrac{Z_{00}}{2\alpha}$
$Z_{20}x^2$	$-\dfrac{Z_{20}}{12\,\alpha^3}\left[6\,\alpha x^2 - \beta\,(b - y)^2\right]$
$Z_{02}y^2$	$-\dfrac{Z_{02}}{12\,\alpha}\left[3b^2 + 2by + y^2\right]$
$Z_{40}x^4$	$-\dfrac{Z_{40}}{30\alpha^3}\left[15\,\alpha^2 x^4 - 15\,\alpha\beta x^2\,(b - y)^2 + \beta(b - y)^4\right]$
$Z_{22}x^2y^2$	$-\dfrac{Z_{22}}{180\,\alpha^2}\left[15\,\alpha x^2\,(3b^2 + 2by + y^2) - \right.$ $\left. - \beta\,(10b^4 - 16\,b^3y + 3b^2y^2 + 2by^3 + y^4)\right]$
$Z_{04}y^4$	$-\dfrac{Z_{04}}{30\,\alpha}\left[5b^4 + 4b^3y + 3b^2y^2 + 2by^3 + y^4\right]$

Fig. 2. Alegerea sistemului de coordonate *Oxyz*



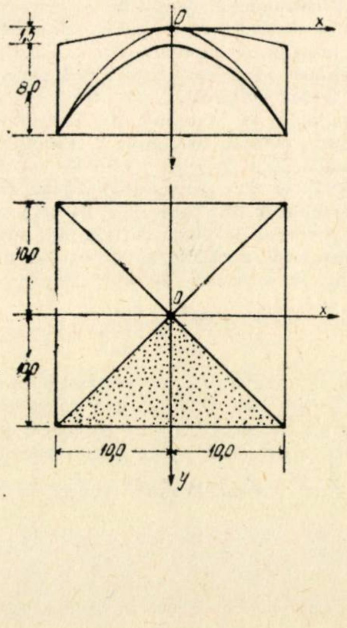
4. EXEMPLU NUMERIC

Să aplicăm metoda de faţă la placa sectorială construită peste conturul pătrat, indicat în figura 3. Sectoarele plăcii au forma unui paraboloid eliptic. Ecuaţia suprafeţei mediane a sectorului (punctat în figura 3) este

$$z = 0{,}08\,x^2 + 0{,}015\,y^2\,;$$

astfel $\alpha = 0{,}16\ m^{-1}$ şi $\beta = 0{,}03\ m^{-2}$.

Fig. 3. Elementele geometrice ale suprafeţei



În cazul sectorului considerat, corespunde $b = 10{,}0$ m.

Greutatea proprie a plăcii curbe subţiri raportată la unitatea de suprafaţă mediană este 0,3 t/m², în timp ce încărcarea raportată la unitatea de suprafaţă în proiecţie poate fi scrisă cu bună aproximaţie:

$$Z = +0{,}3 + 0{,}002\,382\, x^2 + 0{,}000\,348\, y^2.$$

Astfel, în cazul considerat, avem

$$Z_{00} = +\,0{,}300\,000 \text{ t/m}^2,$$

$$Z_{20} = +\,0{,}002\,382 \text{ t/m}^2,$$

$$Z_{02} = +\,0{,}000\,348 \text{ t/m}^2.$$

Înlocuind valorile numerice în aceste formule, se obţin următoarele expresii:

$$n_x = -\frac{0{,}3}{0{,}16} - \frac{0{,}002\,382}{0{,}16}\left[x^2 - \frac{0{,}03}{0{,}16}(10-y)^2\right] - \frac{0{,}000\,348}{0{,}16}\,y^2,$$

$$n_{xy} = -\,2\,\frac{0{,}002\,382}{0{,}16}\,x\,(10-y),$$

$$n_y = -\,\frac{0{,}002\,382}{0{,}16}\,(10-y)^2.$$

Mai departe, făcînd toate reducerile, rezultă:

$$\begin{aligned} n_x &= -\,1{,}875\,(1 + 0{,}00794\, x^2 + 0{,}00116\, y^2) + \\ &\quad + 0{,}0027914\,(10-y)^2, \\ n_{xy} &= -\,0{,}029775\, x\,(10-y), \\ n_y &= -\,0{,}0148875\,(10-y)^2. \end{aligned}$$

Tabela 2

Valorile eforturilor proiectate n_x, n_{xy}, n_y pentru diferite cazuri de încărcare simple

Z	n_x	n_{xy}	n_y
Z_{00}	$-\frac{Z_{00}}{\alpha}$	0	0
$Z_{20}x^2$	$-\frac{Z_{20}}{\alpha}\left[x^2 - \frac{\beta}{\alpha}(b-y)^2\right]$	$-\frac{2Z_{20}}{\alpha}\,x\,(b-y)$	$-\frac{Z_{20}}{\alpha}(b-y)^2$
$Z_{02}y^2$	$-\frac{Z_{02}}{\alpha}\,y^2$	0	0
$Z_{40}x^4$	$-\frac{Z_{20}}{\alpha}\left[x^4 - \frac{6\beta}{\alpha}x^2(b-y)^2 + \frac{\beta^2}{\alpha^2}(b-y)^4\right]$	$-\frac{4Z_{40}}{\alpha}\left[x^3(b-y) - \frac{\beta}{\alpha}\,x\,(b-y)^3\right]$	$-\frac{Z_{40}}{\alpha}\left[6x^2(b-y)^2 - \frac{\beta}{\alpha}(b-y)^4\right]$
$Z_{22}x^2y^2$	$-\frac{Z_{22}}{6\alpha}\left[6x^3\,y^2 - \frac{\beta}{\alpha}(3b^4 - 4b^3y + y^4)\right]$	$-\frac{2Z_{22}}{3\alpha}\,x\,(b^3-y^3)$	$-\frac{Z_{22}}{6\alpha}(3b^4 - 4b^3\,y + y^4)$
$Z_{04}y^4$	$-\frac{Z_{04}}{\alpha}y^4$	0	0

Corespunzător celor trei termeni de încărcare, pot fi stabilite expresiile eforturilor proiectate, pe baza formulelor din primele trei linii ale tabelei 2, după cum urmează:

$$\left.\begin{aligned} n_x &= -\frac{Z_{00}}{\alpha} - \frac{Z_{20}}{\alpha}\left[x^2 - \frac{\beta}{\alpha}(b-y)^2\right] - \frac{Z_{02}}{\alpha}\,y^2, \\ n_{xy} &= 0 - \frac{2\,Z_{20}}{\alpha}\,x\,(b-y) + 0, \\ n_y &= 0 - \frac{Z_{20}}{\alpha}(b-y)^2 + 0. \end{aligned}\right\}$$

Bibliografie

[1] Candela F.: *General Formulas for Membrane Stresses in Hyperbolic Paraboloidal Shells*. Journal of the American Concrete Institute, Oct. 1960, Vol. 32, Nr. 4, p. 353–371.

[2] Dulacska E.: *Muschelförmige Schalenkonstruktion*. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae, 1960, Tom 29, p. 397–405.

[3] Szmodits K.: *Investigation of a Sectorial Shell*. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae (sub tipar).

[4] Szmodits K.: *Investigation of a Sectorial Shell with Sectors Formed According to a Hyperbolical Paraboloid*. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae (sub tipar).

[5] Csonka P.: *Membrane Shells with Perfectly Free Edges*. Acta Technica Academiae Scientiarum Hungaricae, 1962, Tom 40, p. 151–167.

Calculul practic al plăcilor subțiri cilindrice din beton armat

Stadiul actual al problemei *)

Dr. ing. M. Soare

INTRODUCERE

În activitatea sa de zi de zi, inginerul proiectant este pus în fața unor probleme concrete, complexe, cărora trebuie să le dea o soluție practică. Ori, este foarte rar cazul cînd, în literatura de specialitate, el poate găsi exact soluția de care are nevoie.

Cineva care ar dori să abordeze teoria plăcilor subțiri cilindrice este izbit de literatura imensă scrisă pe această temă.

Publicațiile diferă între ele, unele după principiile de calcul adoptate, altele prin variate ipoteze simplificatoare care fac ca domeniul de aplicabilitate al fiecărei teorii sau metode să fie limitat.

Chiar modul de rezolvare a aceleiași probleme variază de la autor la autor, astfel încît o inventariere și ordonare a rezolvărilor cunoscute pînă în prezent apar de mare actualitate.

De aceea, în cadrul lucrării de față, ne-am propus ca prin examinarea diferitelor metode cunoscute din literatura de specialitate, să desprindem stadiul actual al calculului practic al plăcilor subțiri cilindrice din beton armat. Lucrările de interes pur teoretic și speculativ au fost lăsate deoparte.

Pentru inginerul care are de întocmit proiectul de execuție al unei structuri cu plăci subțiri cilindrice, se disting următoarele etape de lucru :

a) justificarea unei asemenea soluții și alegerea unor date de bază,

b) calculul static,

c) verificarea stabilității elastice,

d) dimensionarea armăturii în placă și a elementelor marginale,

e) rezolvarea detaliilor constructive.

Nu ne vom ocupa de primul punct , care nu se încadrează în tematica propusă, cu singura mențiune că, de multe ori, proiectantul își alege datele de bază și în funcție de posibilitățile de calcul static și, eventual, de stabilitate.

Pentru a nu lungi excesiv studiul de față, ne vom limita la calculul static, urmînd ca problemele de stabilitate elastică a plăcilor subțiri cilindrice de beton armat să constituie obiectul unei preocupări viitoare.

Dimensionarea armăturii în placă și a elementelor marginale se face ca pentru secțiunile de beton armat, o dată cunoscute eforturile și momentele produse de încărcarea exterioară, precomprimare etc.

În sfîrșit, rezolvarea detaliilor constructive trebuie făcută de la caz la caz. O serie de indicații prețioase, cu caracter mai general, sînt date în lucrarea [34].

1. NOTAȚII ȘI CLASIFICĂRI

1.1. Notații

În cele ce urmează, dăm principalele notații utilizate în studiul de față (ele au fost modificate față de studiile originale citate, în scopul unificării lor) :

a	raza cercului director,
b	lățimea grinzii marginale,
$d = 2c$	deschiderea de boltă,
e	excentricitatea de aplicare a forței de precomprimare (în grinda marginală),
f	săgeata de boltă,
$f_1 = f + h$	
g	încărcarea uniform distribuită pe unitatea de suprafață curbă (tip greutatea proprie),
h	înălțimea grinzii marginale,
$k = \delta^2/12\ a^2$,	
l	lungimea generatoarelor,
n	rangul armonicii din dezvoltarea în serie trigonometrică,
p	încărcarea uniform distribuită în proiecție orizontală (tip zăpadă),
$p_1 = qa\varphi_k + G/2$	încărcarea pe unitatea de lungime a unei jumătăți de placă (în q se includ greutatea proprie, izolații și suprasarcini) (în kg/m),
$q = g + p$	încărcarea totală,
q_1	încărcarea pe unitatea de lungime a unei jumătăți de placă și a doliei, inclusiv toate îngroșările și suprasarcinile (în kg/m),
x	abscisa măsurată în lungul generatoarelor,
w	săgeata plăcii măsurată pe direcția normalei,
F	funcție auxiliară,
G	încărcarea doliei, ce se adaugă încărcării plăcii (în kg/m), sau greutatea grinzii marginale,
M_φ	moment încovoietor transversal (în kgm/m),
N_φ	efort de boltă (în kg/m),
N_x	efort longitudinal (în kg/m),
$N_{x\varphi}$, $N_{\varphi x}$	eforturi de lunecare (în kg/m),
P	forța de precomprimare în grinda marginală,
$\beta = \dfrac{a^6}{l^4 \delta^2}$,	
δ	grosimea plăcii (presupusă constantă),
φ	unghiul variabil în secțiunea transversală,
φ_k	semideschiderea unghiulară (la secțiuni circulare simetrice),

$$\left.\begin{aligned} \varepsilon &= \frac{n\pi}{\sqrt[4]{3}} \cdot \frac{\sqrt{a\delta}}{l} \\ \lambda &= \frac{n\pi a}{l} \end{aligned}\right\} \text{parametri ai plăcii,}$$

Φ funcție de eforturi.

1.2. Clasificări

Din punct de vedere al comportării betonului, vom distinge :

a) calculul în domeniul elastic, în care echilibrul și deformațiile sînt studiate fără a ține seamă de fisurarea betonului,

b) calculul la rupere.

Primul este cel mai răspîndit și, în afară de o mențiune expresă, în cele ce urmează, ne vom referi la calculul în domeniul elastic.

În continuare, am arătat în tabela 1 că diferitele metode de calcul propriu-zis pot fi grupate în patru mari grupe, în funcție de ipotezele simplificatoare avute în vedere și de variantele adoptate de diferiți autori.

Deoarece tabelele și formulele care urmează se încadrează în diferite metode din cele prezentate în tabela 1, va fi util să le trecem în revistă.

2. METODE EXACTE

O soluție analitică poate fi obținută doar în cazul cilindrului circular, datorită faptului că raza cercului fiind constantă, se ajunge la un sistem de ecuații cu derivate parțiale cu coeficienți constanți. Ca o consecință a acestui fapt, orice solicitare poate fi definită printr-o aceeași ecuație cu derivate parțiale de ordinul al 8-lea (mai corect, partea omogenă a ecuației).

---

*) Text revăzut al unei conferințe ținute la lectoratele tehnice organizate de Consiliile locale ale sindicatelor – comisiile de ingineri și tehnicieni din Craiova și Galați, luna ianuarie 1966.

Tabela 1

Nr. crt.	Metode	Felul soluţiei	Autori*)
1	*Exacte* (bazate pe teoria încovoierii de placă curbă subţire)	Soluţii prin serii de funcţii trigonometrice. Poate fi tratat complet cilindrul circular articulat la capete. Ecuaţia de bază a fost stabilită în diferite variante (tabela 2).	Flügge-Dischinger Finsterwalder Donnel-Jenkins-Kármán-Vlasov Schorer
2	*Aproximative* (bazate pe teoria exactă)	Simplificarea condiţiilor marginale Soluţii prin polinoame	Tottenham Fuchssteiner
3	*Aproximative* care introduc *ipoteze suplimentare*	Teoria de membrană Teoria de grindă şi arc (calcul în domeniu elastic şi la rupere) Soluţie variaţională Plăci prismatice înlocuitoare Teoria de arc Analogii statice	Dischinger Lundgren, Chinn Rabich Vlasov, Soare Barets-Callari Rajendram-Simmonds
4	*Empirice*	Expresiile stabilite au o bază statistică	Bennett

---

*) Numele autorilor citaţi este dat informativ.

Procedeul cel mai obişnuit constă în a alege o funcţie de forturi Φ, din care derivă toate celelalte mărimi; ea satisface o ecuaţie omogenă de forma:

$$\frac{\partial^8\Phi}{\partial\varphi^8} + c_{62}\cdot a^2\frac{\partial^8\Phi}{\partial\varphi^6\partial x^2} + c_{44}\cdot a^4\frac{\partial^8\Phi}{\partial\varphi^4\partial x^4} + c_{26}\cdot a^6\frac{\partial^8\Phi}{\partial\varphi^2\partial x^6} +$$

$$+ c_{08}\cdot a^8\frac{\partial^8\Phi}{\partial x^8} + c_{60}\cdot\frac{\partial^6\Phi}{\partial\varphi^6} + c_{42}\cdot a^2\frac{\partial^6\Phi}{\partial\varphi^4\partial x^2} +$$

$$+ c_{24}\cdot a^4\frac{\partial^6\Phi}{\partial\varphi^2\partial x^4} + c_{06}\cdot a^6\frac{\partial^6\Phi}{\partial x^6} + c_{40}\cdot\frac{\partial^4\Phi}{\partial\varphi^4} +$$

$$+ c_{22}\cdot a^2\frac{\partial^4\Phi}{\partial\varphi^2\partial x^2} + c_{04}\cdot a^4\frac{\partial^4\Phi}{\partial x^4} = 0.$$

Coeficienţii *c* variază, de la autor la autor, ca urmare a aproximaţiilor introduse; valorile lor au fost redate, cu titlu exemplificativ, în tabela 2, pentru teoriile cele mai cunoscute.

Pentru cilindrii deschişi, servind ca acoperişuri de hale, soluţia ecuaţiei precedente poate fi căutată sub forma

$$\Phi = \sum A_i e^{m_i\varphi}\cos\lambda\frac{x}{a} \qquad (i = 1, 2, \ldots 8),$$

în care A_i reprezintă constante de integrare.

Valorile m_i sînt rădăcinile unei ecuaţii caracteristice de gradul al 8-lea, asociată fiecăreia din ecuaţiile date în tabela 2; aceste ecuaţii caracteristice sînt redate în tabela 3.

Calculul numeric este dificil de efectuat şi necesită un număr de zecimale mai mare decît cel din calculele obişnuite. Apariţia calculatoarelor electronice a permis rezolvarea efectivă a acestei probleme.

Căile concrete de rezolvare pot fi grupate în trei:

a) programarea la maşină a cazului respectiv;

b) întocmirea de tabele pentru cazuri numerice concrete;

c) întocmirea de tabele cu coeficienţi de influenţă şi de proporţionalitate.

La punctele următoare, vom examina pe scurt cele trei căi.

2.1. Programe generale la calculatoare electronice

Apariţia calculatoarelor electronice digitale a redus timpul necesar calculelor statice de la o săptămînă şi chiar mai mult, pînă la durate de ordinul minutelor. Mai mult, de unde înainte, din cauza marelui volum de calcul necesar, proiectantul trebuia să se mulţumească doar cu calculele iniţiale, acum el poate să-şi revizuiască sau să-şi modifice proiectul iniţial, cu condiţia să aibă acces la programul unui calculator, care să-i rezolve problemele.

Tabela 2

Autor, metodă, manual \ Coeficient	c_{62}	c_{44}	c_{26}	c_{08}	c_{60}	c_{42}	c_{24}	c_{06}	c_{40}	c_{22}	c_{04}
Lundgren, Teodorescu, Moe	$+4$	$+6$	$+4$	$+1$	$+2$	$8-2\mu$	$+6$	2μ	$+1$	$4-2\mu$	$4-3\mu^2+\frac{1-\mu^2}{k}$
Flügge Dischinger	$2+\mu$	$1+2\mu$	$+\mu$	0	$+2$	$4+2\mu$	$(1+\mu)^2$	0	$+1$	$2+\mu$	$\frac{1-\mu^2}{k}$
Finsterwalder	$2+\mu$	$1+2\mu$	$+\mu$	0	$+2$	$4+\mu$	$2+2\mu+\mu^2$	0	$+1$	$+2$	$1+\frac{1-\mu^2}{k}$
Donnell-Kármán-Jenkins, Vlasov (metoda D.K.J.)	$+4$	$+6$	$+4$	$+1$	0	0	0	0	$+1$	0	$\frac{1-\mu^2}{k}$
Manual A.S.C.E.	$+4$	$+6$	$+4$	$+1$	$+2$	$+7$	$+6$	0	$+1$	$+3$	$2+\frac{1}{k}$
Schorer	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	$\frac{1-\mu^2}{k}$

Normal, asemenea programe necesită doar introducerea datelor de bază ca : lungimea generatoarelor, raza, grosimea, semideschiderea unghiulară, dimensiunile grinzii (grinzilor) marginale, încărcările.

Cu titlu informativ, redăm diagramele N_φ, $N_{x\varphi}=N_{\varphi x}$, N_x şi M_φ pentru un ansamblu de plăci subţiri cilindrice multiple, cu patru cîmpuri, stabilite de J.E. Gibson [13] pe baza programului *general* (calculatorul Mercury de la Universitatea din Manchester). Datele geometrice şi încărcările se iau din figura 1 a, iar diagramele de variaţie, din figura 1 b, c, d, e.

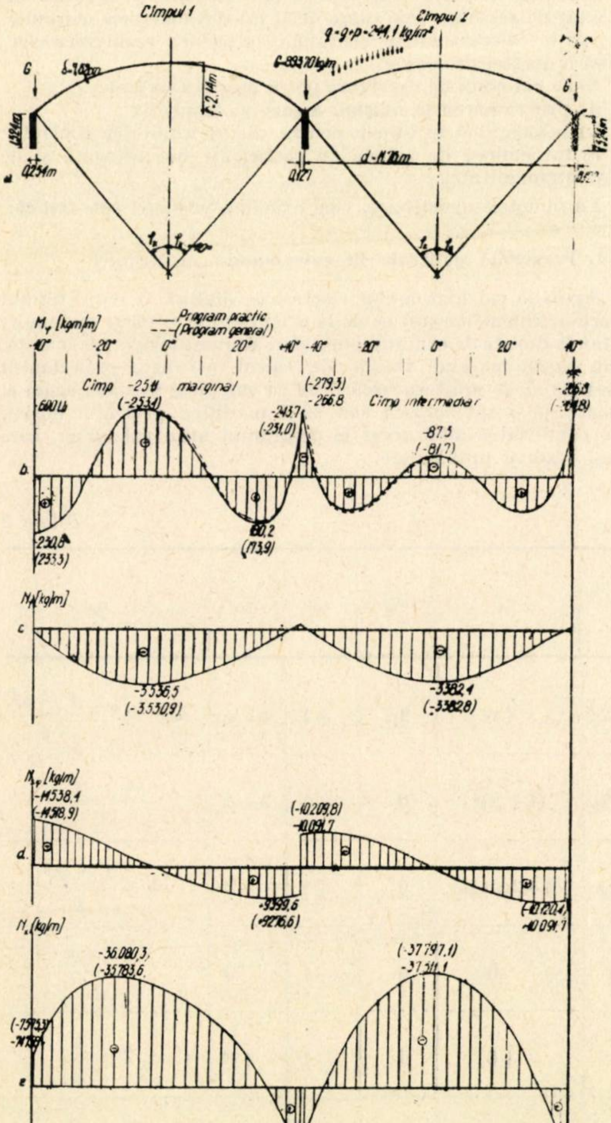
2.2. Tabele de proiectare

Nu totdeauna proiectantul are acces la un calculator electronic. În acest caz poate fi ales alt mod de abordare a problemei.

În cartea sa [14], J. E. Gibson dă 268 tabele cu principalele valori de proiectare pentru plăci subţiri cilindrice izolate cu grinzi marginale, plăci multiple cu grinzi marginale şi plăci multiple cu grinzi marginale precomprimate.

Semideschiderea unghiulară este în toate cazurile $\varphi_k = 40°$, ceea ce corespunde unei pleoştiri $f/d \approx 1/5{,}5$. Valorile numerice sînt date în cîte opt secţiuni, aşa cum se arată în figura 2.

Fig. 1 a, b, c, d, e. Plăci cilindrice multiple: a) elemente geometrice; b) distribuţia momentelor încovoietoare transversale M_φ; c) distribuţia eforturilor de boltă N_φ; d) distribuţia eforturilor de lunecare $N_{x\varphi}=N_{\varphi x}$; e) distribuţia eforturilor longitudinale N_x



Deschiderea l variază între 40—160 ft. (12,19—48,77 m), raza a între 20—45 ft. (6,10—13,72 m), grosimea plăcii este de 3 in. (7,62 cm), încărcarea $q = 56$ lb./sq.ft. (273 kg/m²), iar grinzile marginale au secţiunea dreptunghiulară $h = 2$—8 ft. (61—244 cm) şi $b = 0{,}25$—0,50 ft. (7,62—15,24 cm). Forţa de precomprimare variază între 500 000—900 000 lb. (227—409 t), cablurile fiind drepte, cu o excenticitate $e = 1{,}75$—2,50 ft. (53,3—76,2 cm), sub axa grinzii.

Calculele sînt bazate pe ecuaţia cu derivate parţiale din metoda D.K.J. şi au fost bazate pe un program *practic*. Programul practic (spre deosebire de programul general menţionat anterior) presupune că structura constă dintr-o placă marginală (sau de capăt) şi o serie de plăci intermediare identice ; grinzile marginale interioare nu se pot roti sau deforma lateral.

În figura 1 b, c, d, e a fost reprezentată cu linie întreruptă variaţia eforturilor calculate cu ajutorul programului practic. Se observă că diferenţele sînt mici şi, de aceea, simplificările introduse sînt justificate. O ultimă precizare asupra întocmirii tabelelor : a fost luat în consideraţie doar primul termen din dezvoltarea în serie trigonometrică.

Pentru exemplificare, redăm în tabela 4 cazul unei plăci multiple cu grinzi marginale din beton precomprimat (notaţiile sînt modificate faţă de original, iar unităţile de măsură transformate).

Alte tabele similare au fost publicate de Aas-Jakobsen [1].

2.3. Tabele cu coeficienţi de influenţă

În Manualul A.S.C.E. [32] se dau tabele de valori pentru eforturile longitudinale N_x, eforturile de lunecare $N_{x\varphi}=N_{\varphi x}$, eforturile de boltă N_φ şi momentele încovoietoare transversale M_φ, produse de încărcări marginale verticale V, orizontale H, lunecări S şi momente M.

Parametrii care intervin sînt :

- raportul $a/\delta = 100$ şi 200,
- raportul $a/l = 0{,}1$; 0,2 ; 0,3 ; 0,4 ; 0,5 ; 0,6,
- semideschiderea unghiulară $\varphi_k = 30°$, 35°, 40°, 45° şi 50°.

Informativ, redăm în tabela 5 valorile referitoare la cazul $a/\delta = 100$ şi $a/l = 0{,}4$, pentru diferite unghiuri φ_k. Se observă că valorile numerice înmulţesc factorul dimensional.

Să exemplificăm modul de utilizare a acestor tabele. Fie $a = 9{,}6$ m, $l = 24$ m, $\varphi_k = 40°$, $\delta = 0{,}095$ m şi $g = 320$ kg/m² (placa este izolată).

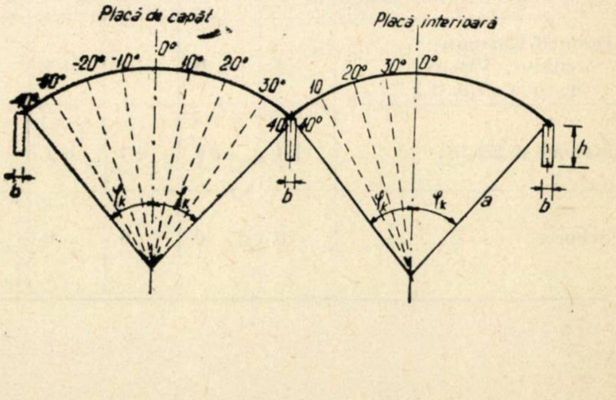
Soluţia de membrană poate fi exprimată sub formă finită, însă pentru a putea determina soluţia omogenă din teoria încovoierii, vom considera primul termen din dezvoltarea ei în serie :

$$\left.\begin{aligned} N_\varphi &= -\frac{4}{\pi}\, ga\cos\varphi\cdot\sin\frac{\pi x}{l},\\ N_{\varphi x} = N_{x\varphi} &= -\frac{8}{\pi^2}\, gl\sin\varphi\cos\frac{\pi x}{l},\\ N_x &= -\frac{8}{\pi^3}\cdot\frac{gl^2}{a}\cos\varphi\sin\frac{\pi x}{l}.\end{aligned}\right\}$$

Presupunînd marginea $\varphi = \varphi_k$ liberă, soluţia de membrană face să apară acolo eforturile

$$\left.\begin{aligned} N_{\varphi,k} &= -\frac{4}{\pi}\, ga\cos\varphi_k\sin\frac{\pi x}{l},\\ N_{\varphi x,k} &= -\frac{8}{\pi^2}\, gl\sin\varphi_k\cos\frac{\pi x}{l}.\end{aligned}\right\}$$

Fig. 2. Poziţia punctelor în care se dau valorile numerice ale eforturilor



Va trebui să introducem deci niște eforturi egale și de semn contrar, pentru ca marginea să fie liberă de orice efort. Componentele verticală, orizontală și longitudinală vor fi :

$$\left.\begin{aligned}
V &= -N_{\varphi,k}\sin\varphi_k = +\frac{4}{\pi}\,ga\sin\varphi_k\cos\varphi_k\sin\frac{\pi x}{l},\\
H &= -N_{\varphi,k}\cos\varphi_k = +\frac{4}{\pi}\,ga\cos^2\varphi_k\sin\frac{\pi x}{l},\\
S &= -N_{\varphi x,k} = +\frac{8}{\pi^2}\,gl\sin\varphi_k\cdot\cos\frac{\pi x}{l}.
\end{aligned}\right\}$$

Parametrii plăcii cilindrice alese sînt :

$$\frac{a}{\delta} = \frac{9{,}60}{0{,}095} = 101 \approx 100\,;$$

$$\frac{a}{l} = \frac{9{,}60}{24} = 0{,}4 \text{ și } \varphi_k = 40^\circ.$$

Cu aceste valori, se intră în tabela 5. De exemplu, pentru marginea $\varphi = \varphi_k$, vom avea

$$N_x = (c_{1V}V + c_{1H}H + x_{1S}S)\ \frac{l^2}{a^2} =$$

$$= \frac{4}{\pi}\frac{gl^2}{a}\left((c_{1V}\sin\varphi_k\cos\varphi_k + c_{1H}\cos^2\varphi_k + \frac{2}{\pi}c_{1S}\frac{l}{a}\sin\varphi_k\right)\sin\frac{\pi x}{l} =$$

$$= \frac{4}{\pi}\cdot 320\cdot\frac{24^2}{9{,}6}\left(17{,}20\times 0{,}643\times 0{,}766 - 7{,}122\times 0{,}766^2 + \right.$$

$$\left. + \frac{2}{\pi}1{,}368\times\frac{1}{0{,}4}\cdot 0{,}643\right)\sin\frac{\pi x}{l} = +139\cdot 166\sin\frac{\pi x}{l}\ \text{kg/m}.$$

Același manual prevede tabele similare pentru calculul deformațiilor ; în cazul grinzilor marginale sau al plăcilor cilindrice multiple, este necesară introducerea unor forțe de legătură și scrierea unui sistem care exprimă compatibilitatea deformațiilor.

Tabele similare au fost publicate de Rüdiger și Urban [25] în 1955. Valorile numerice sînt date în funcție de singurul parametru

$$\varepsilon = \frac{n\pi}{\sqrt[4]{3}}\cdot\frac{\sqrt{a\delta}}{l},$$

iar ecuația de la care se pleacă este cea din metoda D.K.J.

Un mare număr de aplicații numerice fac foarte valoroasă această lucrare.

Alte tabele străine sînt cele editate de Centrul de calcul din Roma [33] și de Rabich, în cadrul Academiei de Construcții din R. D. Germană [22].

2.4. Tabele directe

Tabelarea poate fi împinsă și mai departe în anumite cazuri particulare. De exemplu, pentru plăci cilindrice circulare multiple, fără grinzi marginale intermediare, Parme și Conner au publicat [21] tabele care dau direct pe N_x, $N_{\varphi x}$, N_φ și M_φ, sub forma produsului dintre un coeficient numeric și factorul dimensional respectiv.

De exemplu, momentul încovoietor transversal se scrie :

$$M_\varphi = \frac{c}{100}\,ga^2.$$

Informativ, dăm în tabela 6 valorile coeficientului c pentru $\varphi_k = 40^\circ$ și diferite valori ale rapoartelor a/l și a/δ (vezi și tabela 2 din articolul [28]).

Diagrame de variație a lui N_φ, N_x, $N_{x\varphi}$ și M_φ, pentru diferite unghiuri φ_k și diferite rapoarte a/l, au fost stabilite de Vlasov [31] (vezi și [34]).

3. METODE APROXIMATIVE BAZATE PE TEORIA EXACTĂ

3.1. Simplificarea condițiilor marginale

Ecuațiile în m menționate în tabela 3 diferă între ele, destul de substanțial, prin valoarea coeficienților și s-ar părea că simpla comparare a rădăcinilor ar putea da indicații asupra aproximației introduse de fiecare metodă de calcul. În special, ecuația lui Schorer pare să introducă simplificări prea drastice.

S-a găsit totuși, comparînd rezultatele calculelor pentru o gamă largă de plăci subțiri cilindrice, că acesta nu este un criteriu corect de comparare și că, pentru toate plăcile

Tabela 3

Lundgren, Teodorescu, Moe

$$m^8 + (2-2\lambda^2)\,m^6 + [1 - (8 - 2\mu)\,\lambda^2 + 6\lambda^4]\,m^4 - [(4 - 2\mu)\,\lambda^2 - 6\lambda^4 + 4\lambda^6]\,m^2 + \lambda^8 - 2\mu\lambda^6 + \left(4 - 3\mu^2 + \frac{1-\mu^2}{k}\right)\lambda^4 = 0$$

Flügge, Dischinger

$$m^8 + [2 - (2 + \mu)\,\lambda^2]\,m^2 + [1 - (4 + 2\mu)\,\lambda^2 + (1 + 2\mu)\,\lambda^4]\,m^4 - [(2 + \mu)\,\lambda^2 - (1 + \mu)^2\,\lambda^4 + \mu\lambda^6]\,m^2 + \frac{1-\mu^2}{k}\,\lambda^4 = 0$$

Finsterwalder

$$m^8 + [2 - (2 + \mu)\,\lambda^2]\,m^6 + [1 - (4 + \mu)\,\lambda^2 + (1 + 2\mu)\,\lambda^4]\,m^4 - [2\,\lambda^2 - (2 + 2\mu + \mu^2)\,\lambda^4 + \mu\lambda^6]\,m^2 + \left(1 + \frac{1-\mu^2}{k}\right)\lambda^4 = 0$$

Donnell-Kármán-Jenkins, Vlasov

$$(m^2 - \lambda^2)^4 + \frac{1-\mu^2}{k}\,\lambda^4 = 0$$

Manual A.S.C.E.

$$m^8 + (2 - 4\lambda^2)\,m^6 + (1 - 7\lambda^2 + 6\lambda^4)\,m^4 - (3\,\lambda^2 - 6\lambda^4 + 4\lambda^6)\,m^2 + \lambda^8 + 2\lambda^4 + \frac{1}{k}\,\lambda^4 = 0$$

Schorer

$$m^8 + \frac{1-\mu^2}{k}\,\lambda^4 = 0.$$

Tabela 4

Placa cilindrică P 48

Placa de capăt

$l = 48{,}768$ m $\quad a = 11{,}43$ m $\quad d = 14{,}69$ m

(a) Grinda marginală exterioară	(b) Grinda marginală interioară	(c) Dimensiuni
$M_1 = -2\,413$ kgm $M_2 = -535{,}3$ kgm $(M_3)_{10} = 83{,}5$ kgm $F = -255{,}134$ t $N_x = -26\,631$ kg/m	$M_1 = 24\,320$ kgm $F = -27{,}820$ t $N_x = -18\,009$ kg/m	$q = 273{,}4$ kg/m^2 $G = 1787{,}4$ kg/m $l = 48{,}768$ m $a = 11{,}43$ m $\delta = 7{,}62$ cm $\varphi_k = 40°$ $h = 243{,}84$ cm $b = 30{,}48$ cm $P = 408{,}600$ t $e = 76{,}2$ cm

(d) Valori pentru placa marginală

φ	M_φ (kgm/m)	N_φ (kg/m)	N_x (kg/m)	$N_{x\varphi}$ (kg/m)
−40°	−376,0	− 580,5	−26 630,8	−17 078,2
−30°	+111,7	−2 148,3	−30 109,5	−13 442,9
−20°	+140,7	−3 323,8	−33 444,8	− 9 347,1
−10°	+ 18,8	−4 063,1	−35 258,1	− 4 914,3
0°	− 63,1	−4 341,3	−35 492,3	− 353,0
+10°	− 31,8	−4 156,3	−34 335,8	+ 4 149,4
+20°	− 70,8	−3 525,8	−31 398,5	+ 8 396,3
+30°	+ 91,8	−2 494,0	−25 988,5	+12 112,6
+40°	−223,9	−1 141,3	−18 009,4	+14 964,7

Placa interioară

(a) Grinda marginală interioară

$M_1 = 23\,473$ kgm
$F = 29{,}453$ t
$N_x = -17\,915$ kg/m

(b) Valori pentru placa interioară

φ	M_φ (kgm/m)	N_φ (kg/m)	N_x (kg/m)	$N_{x\varphi}$ (kg/m)
0°	− 84,2	−4 330,1	−33 732,4	0
10°	− 29,5	−4 113,0	−33 038,5	− 4 306,0
20°	+ 82,1	−3 471,9	−30 537,3	− 8 414,6
30°	+ 94,0	−2 443,7	−25 506,5	−12 045,1
40°	−248,1	−1 102,7	−17 915,3	−14 859,5

cilindrice la care parametrul $\varepsilon < 0{,}59$, aproximaţia lui Schorer este convenabilă ([17], [19], [30]).

Plecînd de la această premisă, Tottenham introduce ipoteza simplificatoare; el a stabilit că, din punct de vedere practic, ipoteza că marginea plăcii cilindrice nu suferă nici o rotire nu modifică apreciabil distribuţia de eforturi din placă. În felul acesta, scrierea condiţiilor marginale se reduce la scrierea unui sistem de trei ecuaţii cu trei necunoscute(V, H, S ca şi la 2.3).

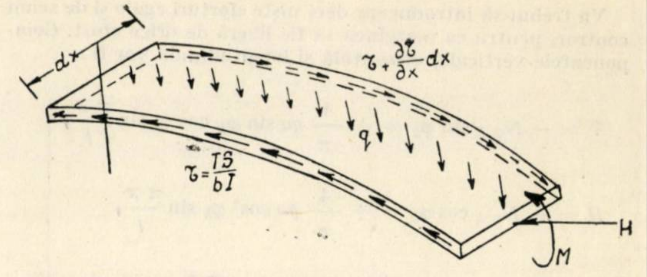


Fig. 4. Echilibrul unui element de placă pentru determinarea lucrului de boltă

Faptul că în ecuaţia lui Schorer intervine un singur parametru a făcut posibilă tabularea unor coeficienţi de influenţă.

3.2. Simplificarea ecuaţiilor de bază

O aproximaţie de altă natură a introdus Fuchssteiner [10].

Plecînd de la ecuaţiile generale ale plăcilor subţiri cilindrice circulare simetrice, încărcate cu sarcini constante în lungul generatoarelor

$$X = 0, \quad Y = Y(\varphi), \quad Z = Z(\varphi),$$

el admite pentru deplasările u, v, w, următoarele expresii:

$$w = \frac{a^4}{EI} F(\varphi) + \frac{1}{E\delta} (l^2 - x^2) (F^{(6)} + Z'' - Y') -$$

$$- \frac{1}{4!\, a^2 E\delta} (l^2 - x^2)(5\, l^2 - x^2) \cdot (F^{(8)} + Z^{(4)} - Y''),$$

$$u = \frac{1}{3!\, aE\delta} x (3\, l^2 - x^2)(F^{(6)} + Z'' - Y'),$$

$$v = -\int w d\varphi - \frac{a^2}{E\delta} \left(\int Z d\varphi + F'''\right),$$

în care:

$$\partial(\ldots)/\partial\varphi = (\ldots)' \quad \text{şi} \quad I = \delta^3/12.$$

Funcţia necunoscută F se alege astfel, încît erorile introduse de soluţia precedentă să fie minime pentru momentele încovoietoare transversale M_φ. Rezultă astfel

$$F(\varphi) = a\varphi^8 + b\varphi^6 + c\varphi^4 + d\varphi^2 + e,$$

în care a, b, c, d, e sînt constante de integrare. Patru dintre constante se determină din condiţiile marginale (pentru $\varphi = \pm\varphi_k$), iar condiţia a 5-a (supranumerară) serveşte la stabilirea secţiunii de săgeată w nulă.

Calculele comparative făcute de autor [10] arată că erorile asupra lui M_φ sînt complet neglijabile şi de maximum 6,4% prin exces asupra componentei tangenţiale Y a încărcării.

Mai interesantă decît pentru secţiunile simetrice este aplicarea acestei metode pentru secţiunile nesimetrice de tip shed [11] şi pentru cilindrii închişi multipli, cum ar fi celulele de siloz [12].

Fig. 3. Lucrul de grindă al unei plăci subţiri cilindrice

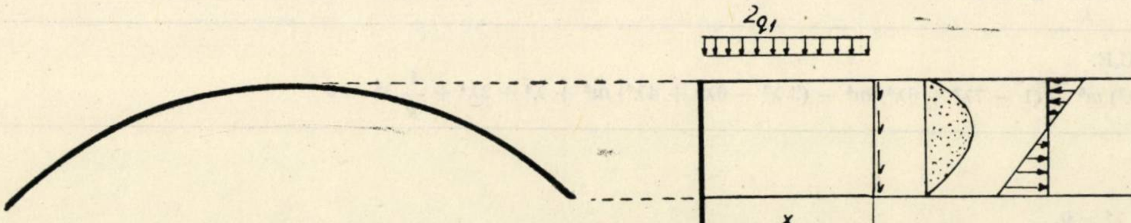


Tabela 5

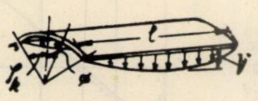
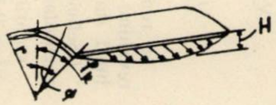
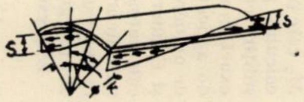
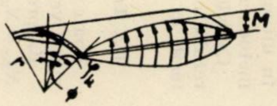
	Încărcare marginală verticală				Încărcare marginală orizontală				Încărcare marginală longitudinală				Încărcare marginală cu momente			
	$N_x = c_{1V}\cdot V\frac{l^2}{a^2}\sin\pi\frac{x}{l}$				$N_x = c_{1H}\cdot H\frac{l^2}{a^2}\sin\pi\frac{x}{l}$				$N_x = c_{1S}\cdot S\frac{l^2}{a^2}\sin\pi\frac{x}{l}$				$N_x = c_{1M}\cdot\frac{M}{a}\cdot\frac{l^2}{a^2}\sin\pi\frac{x}{l}$			
	$N_{x\varphi} = c_{2V}\cdot V\frac{l}{a}\cos\pi\frac{x}{l}$				$N_{x\varphi} = c_{2H}\cdot H\frac{l}{a}\cos\pi\frac{x}{l}$				$N_{x\varphi} = c_{2S}\cdot S\frac{l}{a}\cos\pi\frac{x}{l}$				$N_{x\varphi} = c_{2M}\cdot\frac{M}{a}\cdot\frac{l}{a}\cos\pi\frac{x}{l}$			
	$N_\varphi = c_{3V}\cdot V\sin\pi\frac{x}{l}$				$N_\varphi = c_{3H}\cdot H\sin\pi\frac{x}{l}$				$N_\varphi = c_{3S}\cdot S\sin\pi\frac{x}{l}$				$N_\varphi = c_{3M}\cdot\frac{M}{a}\sin\pi\frac{x}{l}$			
	$M_\varphi = c_{4V}\cdot Va\sin\pi\frac{x}{l}$				$M_\varphi = c_{4H}\cdot Ha\sin\pi\frac{x}{l}$				$M_\varphi = c_{4S}\cdot Sa\sin\pi\frac{x}{l}$				$M_\varphi = c_{4M}\cdot M\sin\pi\frac{x}{l}$			
																
φ	c_{1V}	c_{2V}	c_{3V}	c_{4V}	c_{1H}	c_{2H}	c_{3H}	c_{4H}	c_{1S}	c_{2S}	c_{3S}	c_{4S}	c_{1M}	c_{2M}	c_{3M}	c_{4M}
0°	− 3,508	0	−3,175	−0,2404	− 0,736	0	+0,881	+0,0947	−0,3318	0	−0,0772	−0,0028	− 5,33	0	−0,879	+0,6558
10°	− 3,500	−1,942	−2,592	−0,2048	− 0,038	−0,2682	+0,958	+0,0856	−0,1568	−0,1503	−0,0304	−0,0019	− 0,14	−1,920	−0,196	+0,6995
20°	− 0,244	−3,281	−0,947	−0,1121	+ 0,804	−0,0008	+1,008	+0,0544	+0,4153	−0,0998	+0,0545	−0,0003	+ 6,27	+0,187	+0,502	+0,8169
φ_k = 30°	+15,23	0	+0,500	0	− 1,772	0	+0,866	0	+1,508	+0,4000	0	0	−15,27	0	0	+1,000
0°	− 0,217	0	−2,261	−0,2351	− 1,518	0	+0,670	+0,1091	−0,2518	0	−0,0842	−0,0040	− 8.48	0	−1,890	+0,5364
5°	− 0,656	−0,102	−2,241	−0,2293	− 1,214	−0,3878	+0,723	+0,1078	−0,2316	−0,0672	−0,0746	−0,0037	− 6,82	−2,173	−1,574	+0,5500
15°	− 2,982	−1,086	−1,911	−0,1833	+ 0,680	−0,5777	+1,014	+0,0952	−0,0480	−0,1540	−0,0073	−0,0019	+ 3,69	−3,300	+0,248	+0,6463
25°	− 1,512	−2,715	−0,712	−0,0982	+ 1,596	+0,1982	+1,092	+0,0612	+0,4268	−0,0671	+0,0673	−0,0001	+ 9,37	+1,106	+1,064	+0,8000
φ_k = 35°	+15,11	0	+0,574	0	− 3,990	0	+0,819	0	+1,373	+0,4000	0	0	−23,99	0	0	+1,000
0°	+ 2,485	0	−1,221	−0,2044	− 2,664	0	+0,250	+0,1088	−0,1542	0	−0,0818	−0,0049	−11,15	0	−3,211	+0,3896
10°	+ 0,117	+0,913	−1,512	−0,1948	− 1,123	−1,171	+0,606	+0,1093	−0,1315	−0,0851	−0,0567	−0,0039	− 4,83	−4,928	−0,164	+0,4541
20°	− 4,296	−0,278	−1,730	−0,1580	+ 2,058	−0.9139	+1,236	+0,1013	+0,0023	−0,1351	+0,0099	−0,0017	+ 8,71	−3,904	+1,250	+0,6098
30°	− 2,814	−2,749	−0,749	−0,0862	+ 2,495	+0,6036	+1,272	+0,0665	+0,4228	−0,0471	+0,0728	0	+11,30	+2,733	+1,764	+0,7918
φ_k = 40°	+17,20	0	+0,643	0	− 7,122	0	+0,766	0	+1,368	+0,4000	0	0	−33,39	0	0	+1,000
0°	+ 4,329	0	−0,119	−0,1513	− 3,817	0	−0,372	+0,0899	−0,0653	0	−0,0657	−0,0051	−12,50	0	−4,647	+0,2210
5°	+ 3,663	+1,126	−0,277	−0,1526	− 3,361	−1,005	−0,230	+0,0923	−0,0723	−0,0186	−0,0630	−0,0049	−11,09	−3,299	−4,168	+0,2412
15°	− 0,918	+2,029	−1,249	−0,1564	− 0,150	−2,079	+0,703	+0,1060	−0,1030	−0,0673	−0,0384	−0,0035	− 0,92	−6,970	−0,971	+0,3846
25°	− 6,034	−0,008	−1,889	−0,1377	+ 3,796	−1,015	+1,638	+0,1083	−0,0344	−0,1142	+0,0158	−0,0013	+12,56	−3,637	+2,441	+0,5941
35°	− 3,355	−3,194	−0,854	−0,0780	+ 3,104	+1,260	+1,497	+0,0731	+0,3651	−0,0449	+0,0716	+0,0003	+11,51	+4,262	+2,363	+0,7936
φ_k = 45°	+19,64	0	+0,707	0	−10,78	0	+0,707	0	+1,388	+0,4000	0	0	−39,59	0	0	+1,000
0°	+ 4,973	0	+0,784	−0,0881	− 4,477	0	−1,043	+0.0545	+0,0216	0	−0,0395	−0,0045	−11,45	0	−5,493	+0,0676
10°	+ 2,829	+2,328	+0,079	−0,1028	− 2,858	−2,155	−0,394	+0,0716	−0,0276	+0,0025	−0,0408	−0,0041	− 7,65	−4,182	−3,773	+0,1539
20°	− 2,433	+2,516	−1,399	−0,1279	+ 1,235	−2,673	+1,065	+0,1057	−0,1165	−0,0382	−0,0313	−0,0029	+ 2,61	−3,745	+0,216	+0,3594
30°	− 6,881	−0,213	−2,118	−0,1244	+ 5,125	−0,8202	+2,120	+0,1184	−0,0779	−0,1025	+0,0109	−0,0010	+13,82	−1,157	+3,391	+0,5981
40°	− 3,049	−3,540	−0,904	−0,0724	+ 3,212	+1,909	+1,707	+0,0810	+0,3428	−0,0541	+0,0667	+0,0003	+10,19	+5,359	+2,668	+0,7998
φ_k = 50°	+20,35	0	+0,766	0	−13,59	0	+0,643	0	+1,459	+0,4000	0	0	−41,80	0	0	+1,000

Tabela 6

a/l	φ	$a/\delta = 100$	$a/\delta = 200$	$a/\delta = 300$
0,6	0°	−0,834	−0,609	−0,386
	10°	−0,325	−0,273	−0,218
	20°	+0,674	+0,488	+0,307
	30°	+0,694	+0,602	+0,506
	40°	−1,987	−1,681	−1,379
1,0	0°	−0,381	−0,099	+0,005
	10°	−0,202	−0,124	−0,084
	20°	+0,301	+0,064	−0,028
	30°	+0,490	+0,349	+0,281
	40°	−1,379	−0,939	−0,744
1,4	0°	−0,118	+0,018	+0,036
	10°	−0,112	−0,058	−0,031
	20°	+0,080	−0,044	−0,068
	30°	+0,329	+0,228	+0,176
	40°	−0,941	−0,643	−0,523
1,8	0°	−0,026	+0,025	+0,018
	10°	−0,063	−0,025	−0,006
	20°	0	−0,056	−0,056
	30°	+0,233	+0,154	+0,110
	40°	−0,708	−0,495	−0,401
2,2	0°	0	+0,015	+0,005
	10°	−0,036	−0,009	+0,003
	20°	−0,023	−0,046	−0,039
	30°	+0,171	+0,105	+0,069
	40°	−0,569	−0,401	−0,324
2,6	0°	+0,005	+0,007	0
	10°	−0,021	−0,001	+0,005
	20°	−0,025	−0,035	−0,026
	30°	+0,128	+0,072	+0,043
	40°	−0,474	−0,336	−0,272

4. METODE APROXIMATIVE CARE INTRODUC IPOTEZE SUPLIMENTARE

4.1. Teoria de membrană

Desigur că cea mai cunoscută dintre metodele aproximative, care introduc ipoteze simplificatoare, în determinarea stării de eforturi și de deformații, este aceea bazată pe ipoteza de membrană în care se consideră că placa nu are rigiditate la încovoiere ($E\,\delta^3/12\,(1-\mu^2) \to 0$). Echilibrul este asigurat doar de eforturile cuprinse în planul tangent și este static determinat diferențial. O gamă largă de curbe directoare poate fi prinsă ușor într-un calcul analitic, ceea ce constituie un aspect important al teoriei de membrană. Meritul de a fi introdus și popularizat în țara noastră calculul plăcilor subțiri cilindrice revine regretatului profesor Mihail Hangan. În ultima sa carte [15], diferitele particularități ale acestei metode sînt prezentate într-un mod remarcabil.

Calculele comparative arată totuși diferențe esențiale între rezultatele teoriei încovoierii și teoriei de membrană, astfel încît, în decursul anilor, diferiți autori au căutat alte soluții.

4.2. Teoria de grindă și de arc

Poate cea mai celebră și mai intuitivă dintre metodele aproximative este aceea preconizată de Lundgren [18].

Ea presupune că eforturile longitudinale N_x și de lunecare $N_{\varphi x}=N_{x\varphi}$ se distribuie ca într-o grindă de deschidere l, egală cu lungimea generatoarelor, putînd fi determinate cu ajutorul formulelor lui Navier și Juravschi (fig. 3).

Trebuie însă considerată și acțiunea de boltă. Izolînd o fîșie de boltă de lungime dx, pe laturile ei acționează eforturi de lunecare cunoscute, respectiv creșterile lor (fig. 4).

Aceste eforturi produc momente încovoietoare transversale M_φ care pot fi evaluate după teoria arcelor. Lundgren a propus calculul pe bolțari. Chinn [7] a arătat că, pentru plăcile subțiri cilindrice circulare, se ajunge la formule analitice exacte; acestea prezintă însă dezavantajul că sînt improprii de aplicat în calculul cu rigla, deoarece reprezintă diferențe de numere mari și valori apropiate. Aceasta a făcut pe Parme și Conner [20] să tabuleze formulele respective, cu ajutorul calculatoarelor electronice; totodată, autorii sus-menționați au adus corecții teoriei de grindă, prin care se ține seamă, în expresiile lui N_φ și M_φ, de influența deplasărilor orizontale ale marginilor.

Expresiile eforturilor sînt date de relațiile:

$$\left.\begin{aligned}
N_x &= c_1\cdot\frac{pl^2}{a} + c_5\cdot\frac{gl^2}{a},\\
N_\varphi &= c_2\cdot pa + c_6\cdot ga - c_9\cdot c_{11}\cdot\frac{p\delta^2}{6a},\\
N_{x\varphi} &= N_{\varphi x} = -\,c_3\cdot pl - c_7\cdot gl,\\
M_\varphi &= \frac{c_4}{100}\cdot pa^2 + \frac{c_8}{100}\cdot ga^2 - c_{10}\cdot c_{11}\frac{p\delta^2}{6}.
\end{aligned}\right\}$$

Se remarcă simplitatea formulelor de mai sus, calculele revenind la înmulțirea factorilor dimensionali cu coeficienții luați din tabele.

Coeficienții $c_1, c_2, \ldots c_{10}$ depind doar de semideschiderea unghiulară φ_k, iar coeficientul c_{11} depinde de φ_k și raportul a/l.

Valorile lor sînt tabulate pentru $\varphi_k = 22°30' \ldots 60°$ și $a/l = 0{,}100 \ldots 0{,}250$.

Pentru exemplificare, redăm în tabela 7 valorile coeficienților $c_1, \ldots c_{10}$ petru $\varphi_k = 30°$ și $35°$, iar în tabela 8 valorile coeficientului c_{11} pentru $\varphi_k = 30°$ și $35°$ și diferite rapoarte a/l.

Fig. 5 a, b, c. Comparație între rezultatele teoriei de grindă și teoriei încovoierii: a) dimensiunile și încărcările plăcii cilindrice; b) diagramele N_x și $N_{x\varphi}$; c) diagramele N_φ și M_φ

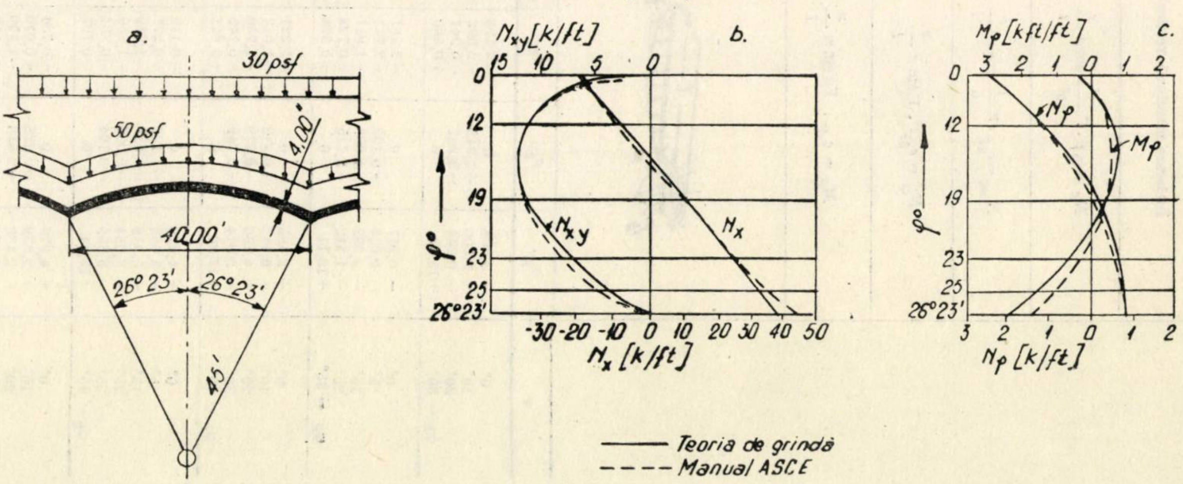
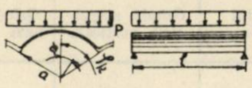
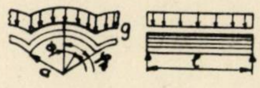
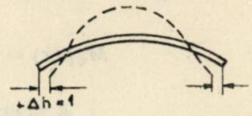


Tabela 7

										
φ	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5	c_6	c_7	c_8	c_9	c_{10}
0°	−3,350	−1,383	0	−0,482	−3,508	−1,422	0	−0,533	594,6	26,80
7°30′	−2,714	−1,166	1,643	−0,183	−2,842	−1,195	1,720	−0,203	589,5	21,71
15°	−0,817	−0,606	2,622	+0,384	−0,856	−0,607	2,746	+0,424	574,3	+ 6,54
22°30′	+2,308	+0,032	2,284	+0,383	+2,417	+0,061	2,392	+0,426	549,3	−18,46
30°	6,608	0,314	0	−1,032	6,920	0,352	0	−1,204	514,9	−52,86
0°	−2,442	−1,361	0	−0,615	−2,601	−1,414	0	−0,707	279,0	17,03
8°45′	−1,977	−1,148	1,397	−0,232	−2,105	−1,186	1,488	−0,268	275,8	13,79
17°30′	−0,591	−0,599	2,227	+0,491	−0,629	−0,600	2,372	+0,565	266,1	+ 4,12
26°15′	+1,684	+0,019	1,938	+0,484	+1,793	+0,058	2,064	+0,561	250,3	−11,74
35°	4,794	0,278	0	−1,370	5,105	0,326	0	−1,591	228,6	−33,43

Concordanţa dintre rezultatele teoriei de grindă şi a celei exacte este indicată în figura 5 b, c ; ea este foarte bună în cazul considerat.

La simpozionul Asociaţiei internaţionale pentru structuri din plăci curbe subţiri (I.A.S.S.)—Budapesta 1965, Chinn şi Foreman [8] au prezentat tabele similare pentru plăcile subţiri cilindrice avînd directoare parabolică.

Metoda precedentă are totuşi limitele de aplicare nesigure, deoarece valabilitatea distribuţiei liniare a eforturilor N_x, pe înălţimea secţiunii transversale, depinde (în cazul directoarei circulare), nu numai de raportul a/l, ci şi de semideschiderea unghiulară φ_k şi raportul a/δ.

Bazaţi pe metoda exactă, Parme şi Conner [21] au stabilit că metoda de grindă este aplicabilă pentru valori $\varphi_k < 45°$ şi $a/l < 0,6$.

În afara acestor limite, rămîn valabile tabelele stabilite de aceiaşi autori (vezi 2.4).

Tabela 8

φ°	a/l =						
	0,100	0,125	0,150	0,175	0,200	0,225	0,250
30°	205,26	86,02	42,55	23,59	14,20	9,08	6,09
35°	310,10	130,09	64,47	35,84	21,66	13,94	9,42

4.3. **Alte metode aproximative**

Vom mai menţiona încă articolul lui Rabich apărut în limba română [23]. În esenţă, autorul admite că în placă apare o stare de eforturi de membrană. Presupunînd că eforturile longitudinale N_n se distribuie liniar pe înălţimea secţiunii transversale, ecuaţiile de echilibru (de proiecţii) sînt satisfăcute doar dacă se introduce o încărcare normală suplimentară.

Această încărcare suplimentară se deduce ca în teoria de grindă.

O altă metodă aproximativă de calcul constă în înlocuirea suprafeţei cilindrice cu una prismatică. Metoda de calcul a lui Vlasov [31] a fost expusă amănunţit în monografia autorului asupra aplicării diferenţelor finite [26].

Un rezultat general demn de semnalat este următorul. Presupunem că avem mai multe plăci subţiri cilindrice de dimensiuni geometrice (l, d, f, δ) şi încărcări (p, g) identice.

Ne punem întrebarea în ce măsură diferă starea de eforturi atunci cînd se aleg directoare diferite, avînd însă comune cheia şi naşterile.

Calculul numeric în teoria încovoierii arată că diferenţele sînt mici — ceea ce era de aşteptat — spre deosebire de teoria de membrană care duce la rezultate contradictorii.

Ca un exemplu de obţinere a rezultatelor cu ajutorul plăcilor prismatice înlocuitoare, vom cita cazul plăcilor subţiri cilindrice ondulate [27].

Înlocuind directoarea circulară din figura 6 a cu poligonul regulat *circumscris*, reprezentat în figura 6 b, se obţin următoarele expresii pentru N_x, $N_{x\varphi}$ şi M_φ :

$$N_{x1}(x) = \Big[-0,709970 \frac{x\,(l-x)}{2} +$$

$$+ \sum_n \frac{281,183268}{287,591912 + n^4 \beta} \cdot \frac{1}{n^3} \sin n\,\pi \frac{x}{l} \Big] \frac{gl^2}{a},$$

$$N_{x2}(x) = \Big[9,987533 \frac{x\,(l-x)}{2} -$$

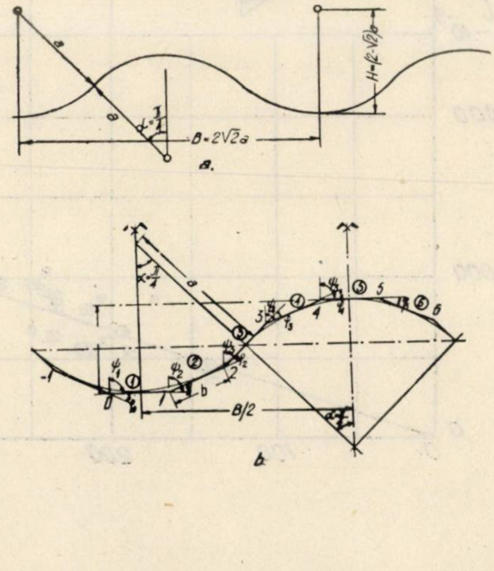
$$- \sum_n \frac{631,366854}{287,591912 + n^4 \beta} \cdot \frac{1}{n^3} \sin n\pi \frac{x}{l} \Big] \frac{gl^2}{a},$$

$$N_{x\varphi 1}(x) = \Big[-0,141222 \left(1 - \frac{2\,x}{l}\right) +$$

$$+ \sum_n \frac{175,711913}{287,591912 + n^4 \beta} \cdot \frac{1}{n^2} \cos n\pi \frac{x}{l} \Big] gl,$$

$$N_{x\varphi 2}(x) = \Big[1,704202 \left(1 - \frac{2\,x}{l}\right) -$$

Fig. 6. Elementele geometrice ale plăcii subţiri : a) cilindrice circulare ; b) prismatice



$$- \sum_{n} \frac{43{,}118419}{287{,}591912 + n^4 \beta} \cdot \frac{1}{n^2} \cos n\pi \left. \frac{x}{l} \right] gl,$$

$$M_{\varphi 1}(x) = \left[- 0{,}013169 - \right.$$

$$- \sum_{n} \frac{6{,}362229}{287{,}591912 + n^4 \beta} \cdot \frac{1}{n} \sin n\pi \left. \frac{x}{l} \right] ga^2,$$

$$M_{\varphi 2}(x) = \left[- 0{,}013081 - \right.$$

$$- \sum_{n} \frac{10{,}251529}{287{,}591912 + n^4 \beta} \cdot \frac{1}{n} \sin n\pi \left. \frac{x}{l} \right] ga^2,$$

$$(n = 1,\ 3,\ 5, \ldots).$$

Convergența seriilor este foarte rapidă, astfel încît sînt necesari doar termenii $n = 1$ și 3.

Mai trebuie semnalat că atît teoria de grindă, cît și teoria plăcilor prismatice înlocuitoare conduc la valori prin exces pentru momentele încovoietoare transversale. Ramaswamy [24] arată că momentele încovoietoare obținute prin această metodă aproximativă pot fi înmulțite cu factorul 2/3, pentru a se ajunge la momentele care servesc la proiectare.

★

Pentru parabola pleoștită, Barets [2] și Callari [6] au aplicat teoria de arc pentru determinarea momentelor transversale.

Schema de calcul este următoarea [2]:

a) se separă placa propriu-zisă de grinzile marginale sau de plăcile adiacente;

b) se aplică fiecărui element, astfel izolat, încărcările proprii și forțele de legătură;

c) se scriu deplasările verticale și orizontale ale plăcii și elementele adiacente sub acțiunea încărcărilor definite mai sus;

d) din egalitatea deformațiilor generatoarelor de contact se determină valorile forțelor de legătură.

Se admite, în mod simplificator, că reacțiunile V și H, și eventual momentul de continuitate M, sînt constante pe toată lungimea generatoarelor marginale.

Informativ, redăm în tabela 9, după Barets [2], valorile momentelor încovoietoare produse de o încărcare uniformă.

Alte tabele cu formule pentru diferite scheme de încărcare se găsesc în studiul citat al lui Callari [6].

Tabela 9

y/c	M_φ/pc^2			
	Margini libere	**Grindă marginală verticală**	**Grindă marginală orizontală**	**Plăci multiple**
0	−0,188	−0,021	−0,033	−0,021
0,1	−0,183	−0,019	−0,032	−0,019
0,2	−0,170	−0,013	−0,022	−0,012
0,3	−0,150	−0,004	−0,012	−0,005
0,4	−0,125	+0,007	+0,004	+0,006
0,5	−0,096	0,018	0,020	0,017
0,6	−0,068	0,026	0,030	0,020
0,7	−0,041	0,031	0,038	0,018
0,8	−0,019	0,029	0,036	0,008
0,9	−0,005	0,019	0,024	+0,010
1	0	0	0	−0,048

Este interesant de semnalat faptul că încercări pe modele la scară mare au confirmat formulele simplificate stabilite.

5. METODE EMPIRICE

La o reuniune a „Asociației pentru beton armat din Londra”, Bennett [3] a prezentat o metodă de o simplitate remarcabilă, așa cum toți proiectanții ar dori să aibă la îndemînă.

Bazîndu-se pe datele a peste 250 proiecte de plăci cilindrice circulare simetrice, calculate prin metoda lui Schorer, și mai recent a lui Tottenham, Bennett a constatat că reprezentarea anumitor mărimi (efortul de întindere în dolie sau grinda marginală, momentul încovoietor transversal maxim etc.) este foarte grupată, pentru dimensiunile cele mai variate și poate fi prinsă în formule simple, cu caracter empiric.

Pentru exemplificare, în figura 7, am reprodus împrăștierea rezultatelor pentru momentul M_φ în plăci intermediare fără grinzi marginale.

În tabela 10 sînt date expresiile analitice pentru trei tipuri de plăci cilindrice și anume: cilindri multipli cu dolii îngroșate (fără grinzi marginale), cilindri multipli cu grinzi marginale și cilindri cu grindă marginală rezemată în plan vertical [4].

Vom da, în cele ce urmează, o aplicație numerică simplă.

Deschidere: $l = 24$ m;

raza cercului: $a = 9{,}6$ m;

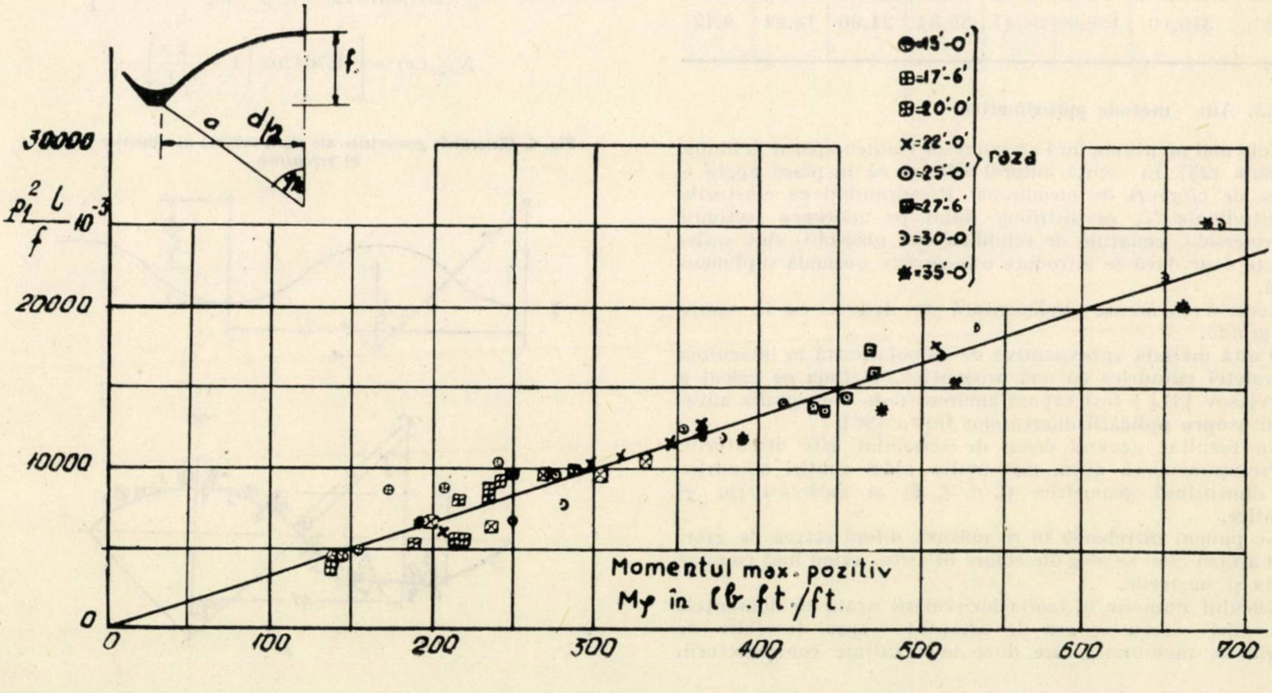


Fig. 7. Valoarea maximă pozitivă a lui M_φ în plăci cilindrice multiple interioare, fără grinzi marginale

grosime : $\delta = 0{,}07$ cm ;
încărcare : $q = 300$ kg/m^2 ;
$\varphi_k = 40^\circ$ (0,698132 rad.) ;
$\sin\varphi_k = 0{,}64279$, $\cos\varphi_k = 0{,}76604$;
săgeata de boltă : $f = a(1 - \cos\varphi_k) = 2{,}246$ m ;
deschidere de boltă : $d = 2a\sin\varphi_k = 12{,}34$ m ;
încărcarea doliei : $G = 450$ kg/m ;
$p_1 = qa\varphi_k + G/2 = 300 \times 9{,}6 \times 0{,}698132 + 450/2 =$
$= 2010{,}62 + 225 \approx 2240$ kg/m.

Efortul total de întindere :

$$I = \frac{2{,}240 \times 24^2}{5{,}76 \times 2{,}246} = 99{,}733 \text{ t}.$$

Secţiunea de armătură necesară (din OL38) :

$$A_a = \frac{c_1 I}{\sigma_c} = \frac{2{,}2 \times 99733}{2\,850} = 76{,}99 \approx 77 \text{ cm}^2.$$

Lunecările pe timpane :

$$\Sigma N_{x\varphi} = \frac{2240 \times 24}{1{,}06 \times 0{,}698132} = 72\,646{,}7 \text{ kg/m}.$$

$$N_{x\varphi\,\max} = \frac{4I}{l} = \frac{4 \times 99733}{24} = 16\,622 \text{ kg/m}.$$

Momentul încovoietor pozitiv maxim :

$$M_\varphi = 3{,}022 \times 10^{-5} \times \frac{2240^2 \times 24}{2{,}246} = 1620 \text{ kgm/m}.$$

7. ÎNCHEIERE

Materialul documentar existent este foarte bogat, însă din el am căutat să desprindem doar studiile de interes pentru un calcul practic în birourile de proiectare.

Marea varietate de moduri de abordare a problemei nu mai apare haotică, dacă căutăm să clasificăm materialul cunoscut, şi aceasta am făcut-o în tabela 1.

Evident că, în mod normal, ar fi necesară o comparaţie între diferite metode de calcul, pentru a cunoaşte gradul lor de exactitate, în funcţie de simplificările admise.

Acest lucru este însă mai greu, întrucît, în general, fiecare dintre metodele expuse are cîmpul propriu de valabilitate.

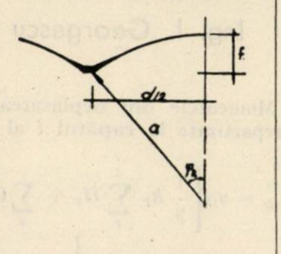
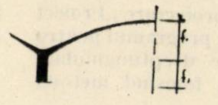
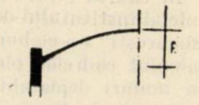
Cu cît problema este pusă mai general, cu atît cazurile de rezolvare sînt mai restrînse (de exemplu, 2.1, 2.2) şi invers, cu cît ipotezele simplificatoare sînt mai drastice, cu atît domeniul de aplicabilitate este mai larg (de exemplu, 4.1, 4.2).

De aceea, volumul cunoştinţelor noastre despre calculul practic al plăcilor subţiri cilindrice de beton armat trebuie privit ca un catalog de soluţii existente, după cum în diferite alte domenii ale tehnicii şi producţiei există sortimente de fabricaţie.

Va fi util şi necesar ca proiectantul să aibă cunoştinţă de realizările din domeniul respectiv ; în felul acesta, el va putea să-şi dea seama, în fiecare caz concret care i se iveşte, de posibilitatea de rezolvare pe care o are.

Cu aceste gînduri a fost concepută şi redactată lucrarea de faţă.

Tabela 10

	 Cilindri cu dolii îngroşate	 Cilindri cu grinzi marginale	 Cilindri cu grinzi marginale rezemate pe stîlpi
Efortul de întindere I în dolie (la mijlocul deschiderii)	$\frac{p_1 l^2}{5{,}76\, f}$	$\frac{q_1 l^2}{5{,}5\, f_1}\left(\frac{f}{f_1} - 0{,}48\right)$	$\frac{p_1 l^2}{57{,}4\, f}$
Efortul de întindere I în grindă (la mijlocul deschiderii)	—	$\frac{q_1 l^2}{5{,}5\, f_1}\left(1{,}33 - \frac{f}{f_1}\right)$	$\frac{p_1 l^2}{7{,}82\, f}$
Suma lunecărilor $\Sigma N_{x\varphi}$ pe timpane	$\frac{p_1 l}{1{,}06\,\varphi_k}$	$\frac{p_1 l}{1{,}16\,\varphi_k}$	$\frac{p_1 l}{1{,}14\,\varphi_k}$
Momentul încovoietor transversal M_φ*)	$3{,}022 \times 10^{-5}\,\frac{p_1^2 l}{f}$	$2{,}216 \times 10^{-5}\,\frac{p_1^2 l}{f_1}$	$2{,}619 \times 10^{-5}\,\frac{p_1^2 l}{f}$
Efortul de boltă N_φ	$1{,}2\, qa \sqrt[4]{\frac{l}{d}}$	$1{,}04\, qa \sqrt[4]{\frac{l}{d}}$	$1{,}1\, qa$

*) Formulele sînt neomogene ; p_1 se introduce în kg/m, iar M_φ rezultă în kgm/m.

6. CALCULUL LA RUPERE

Calculul la rupere pare să fi fost aplicat pentru prima oară, în acest domeniu, de Johansen în 1944. Un studiu ulterior al aceluiaşi autor, din 1948 [16], a stat la baza unui proiect al celebrului constructor mexican Felix Candela.

Ţinînd seamă de ceea ce se întîmplă cu o placă subţire cilindrică de beton armat, înainte ca ea să atingă stadiul de rupere, Candela afirmă că „studiul nostru se poate delimita la orice stadiu de echilibru prin care structura trece într-o fază anterioară distrugerii" [9].

Baza metodei de calcul o constituie tot teoria de grindă, dimensionarea fiind însă făcută în stadiul de rupere.

O tratare detaliată a problemei poate fi găsită în lucrarea [34].

Bibliografie

[1] AAS-JAKOBSEN A. : *Die Berechnung der Zylinderschalen*. Berlin. Springer-Verlag, 1958.

[2] BARETS J. : *Théorie nouvelle simplifiée et essai de verification de celle-çi.* Proceedings of the Colloquium on Simplified Calculation Methods. Brussels September 4–6, 1961. p. 245–259. Amsterdam, North-Holland Publishing Company, 1962.

[3] BENNETT J. D. : *Some Recent Developments in the Design of Reinforced Concrete Shell Roofs. Empirical Design of Symmetrical Cylindrical Shells* November 1958, p. 23–62.The Reinforced Concrete Association.

[4] BENNETT J. D. : *Empirical Design of Symmetrical Cylindrical Shells.* Proceedings of the Colloquium on Simplified Calculation Methods. Brussels, September 4–6, 1961, p. 314–332. Amsterdam, North-Holland Publishing Company, 1962.

[5] BILLINGTON D. P. : *Thin Shell Concrete Structures.* New York, McGraw-Hill Book Company, New York 1965.

[6] CALLARI C. E. : *Méthode simplifiée de calcul des voiles minces cylindriques soumis à des charges non-symétriques.* Proceedings of the Colloquium on Simplified Calculation Methods. Brussels, September 4–6, 1961, p. 260–288. Amsterdam, North-Holland Publishing Company, 1962.

[7] CHINN J.: *Cylindrical Shell Analysis Simplified by Beam Method.* Journal of the American Concrete Institute, Title No. 55–71, p. 1183–1192. May 1959.

[8] CHINN J., FOREMAN S. D.: *Solution of Parabolic Cylindrical Shells.* Paper presented at the International Symposium on Shell Structures in Engineering Pratice, Budapest, 31st August to 3rd September, 1965.

[9] FABER C.: *Candela/The Shell Builder.* The Architectural Press, London, 1963.

[10] FUCHSSTEINER W.: *Kreiszylinderschalen. Berechnung mit Polynomen.* Beton- und Stahlbetonbau, 55, 5, 1960, p. 106–113.

[11] FUCHSSTEINER W.: *Kreissegment-Shedschalen. Berechnung mit Polynomen.* Beton- und Stahlbetonbau, 55, 9, 1960, p. 205–210.

[12] FUCHSSTEINER W.: *Die vereinfachte Berechnung zusammengesetzter Kreiszylinderschalen.* Proceedings of the Colloquium on Simplified Calculation Methods, Brussels, September 4–6, 1961. Amsterdam, North-Holland Publishing Company, 1962, p. 290–313.

[13] GIBSON J. E.: *The Design of Cylindrical Shell Roofs.* London, Spon Ltd., 1961.

[14] GIBSON J. E.: *Computer Analyses of Cylindrical Shells.* London, Spon Ltd., 1961.

[15] HANGAN M.: *Construcții de beton armat.* București, Ed. Tehnică, 1963 p. 427–446.

[16] JOHANSEN K. W.: *Critical notes on the calculation and design of cylindrical shells.* International Association for Bridge and Structural Engineering. Third Congress, Liège, 13–18 September 1948, Final Report, p. 601–606.

[17] LEVI F.: *Sulla teoria delle volte sottili cilindriche.* Giornale dei Genio Civile, 94, 9, 1956, p. 593–610,; 94, 10, 1956, p. 662–677.

[18] LUNDGREN H.: *Cylindrical Shells.* Vol. I: *Cylindrical Roofs* Copenhagen The Danish Technical Press, 1951.

[19] McNAMEE J. J.: *Existing Methods for the Analysis of Concrete Shell Roofs.* Proceedings of a Symposium on Concrete Shell Roof Construction, 2–4 July 1952, Cement and Concrete Association, London, 1954, p. 45–57.

[20] PARME A. L., CONNER H. W.: *Discuție la ref.* [7], Journal of the American Concrete Institute, December 1959, p. 1584–1591.

[21] PARME A. L., CONNER H. W.: *Design Constants for Interior Cylindrical Concrete Shells.* Journal of the American Concrete Institute, Proceedings, Vol. 58, July 1961.

[22] RABICH R.: *Randwerttafeln für Kreiszylinderschalen.* Berlin, VEB Verlag für Bauwesen, 1960.

[23] RABICH R.: *Calculul aproximativ al plăcilor subțiri cilindrice autoportante.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, vol. 17, nr. 12, 1965, p. 625–630.

[24] RAMASWAMY G. S., RAMAIAH M., TAMHANKAR M. G.: *Approximate Analysis of Cylindrical Shells as Folded Plates.* Proceedings of the Colloquium on Simplified Calculation Methods. Brussels, September 4–6, 1961. Amsterdam, North-Holland Publishing Company, 1962 p. 339–355.

[25] RÜDIGER D., URBAN J.: *Kreiszylinderschalen.* Leipzig, B. G. Teubner Verlagsgesellschaft, 1955.

[26] SOARE M.: *Aplicarea ecuațiilor cu diferențe finite la calculul plăcilor curbe subțiri.* București, Ed. Academiei R.P.R., 1959.

[27] SOARE M.: *Calculul simplificat al plăcilor subțiri cilindrice ondulate.* Studii și cercetări de mecanică aplicată. 17, 5, 1964, p. 1109–1125.

[28] SOARE M.: *Despre utilizarea calculatoarelor electronice în proiectarea plăcilor curbe subțiri.* Revista construcțiilor și a materialelor de consrucții, Vol. 17, Nr. 4, 1965. p. 177–181.

[29] SOARE M.: *Simpozionul I.A.S.S.-Budapesta, 1965.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, vol. 18, nr. 3, 1966.

[30] TOTTENHAM H.: *A Simplified Method of Design for Cylindrical Shell Roofs.* The Structural Engineer, June 1954, p. 161–180.

[31] VLASOV V. Z.: *Teoria generală a plăcilor curbe subțiri și aplicarea ei în tehnică* (în l. rusă). Moscova, Gostehizdat, 1949.

[32] * * *: *Design of Cylindrical Concrete Shell Roofs.* A.S.C.E. Manual of Engineering practice, No. 31, New York, 1956.

[33] * * *: *Calcolo delle volte cilindriche circolari sottili.* Roma, Ed. Cremonese, 1960.

[34] * * *: *Instrucțiuni pentru proiectarea acoperișurilor și planșeelor din plăci curbe subțiri de beton armat* (trad. din l. rusă). București, Ed. Tehnică, 1963, p. 51.

Calcularea cadrelor plane dreptunghiulare cu calculatorul electronic CIFA 102

Ing. I. Georgescu

În cadrul centrului electronic de calcule al institutului de proiectare „Proiect București'' s-a elaborat programul pentru calculul cadrelor plane dreptunghiulare cu noduri deplasabile, folosind metoda iterativă G. Kani.

1. METODA

Cunoscîndu-se momentele de încastrare perfectă $\overline{M}_{ik}$ ale barelor cadrului, rigiditățile K_{ik} ale barelor și forțele orizontale H_e transmise la nivelul etajelor se calculează :

— Momentele neechilibrate în noduri

$$\overline{M}_i = \sum \overline{M}_{ik}. \qquad (1)$$

— Coeficienții de repartizare a momentelor de rotație

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2}\,\frac{K_{ik}}{\sum\limits_j K_{ij}}, \qquad (2)$$

în care j se extinde la toate barele ce concură în nodul i.

— Coeficienții de repartizare a momentelor din deplasări orizontale :

$$\nu_{ik} = -\frac{3}{2}\,\frac{K_{ik}}{\sum\limits_r \mathrm{K}_{st}};\ s \in r;\ t \in [r+1]; \qquad (3)$$

numai pentru capetele barelor verticale (stîlpi), în care, $\sum\limits_r K_{st}$ este suma tuturor rigidităților stîlpilor ce fac parte din același etaj r cu stîlpul (i, k).

— Momentele din rotația nodurilor, repartizate la capătul i al barei (i, k),

$$\underset{n}{M'_{ik}} = \mu_{ik}\,[\overline{M}_i + \sum_j (\underset{n-1}{M'_{ji}} + \underset{n-1}{M''_{ij}})], \qquad (4)$$

în care indicii n și $(n-1)$ se referă la numărul iterației din care se iau valorile considerate.

— Momentele din deplasarea nodurilor, repartizate la capătul i al stîlpului (i, k)

$$\underset{n}{M''_{ik}} = \nu_{ik}\left[\frac{1}{3}\,h_r \sum_r^z H_e + \sum_r (\underset{n}{M'_{st}} + \underset{n}{M'_{ts}})\right], \qquad (5)$$

în care indicele r reprezintă etajul din care face parte nodul i, z este numărul total de etaje, h_r este înălțimea etajului din care face parte stîlpul (i, k), iar sumele se vor extinde în acest fel

$\sum\limits_r^z H_e$ — asupra tuturor forțelor situate deasupra nivelului r;

$\sum\limits_r (\underset{n}{M'_{st}} + \underset{n}{M'_{ts}})$ — asupra tuturor stîlpilor conținuți în etajul r din care face parte și stîlpul (i, k).

— Transmiterea componentelor din rotație M'_{ik} și din deplasări orizontale M''_{ik} la capetele barelor se va face cu relația

$$\underset{n}{M_{ik}} = \overline{M}_{ik} + 2\,\underset{n}{M'_{ik}} + \underset{n}{M'_{ik}} + \underset{n}{M''_{ik}}. \qquad (6)$$

Procesul fiind iterativ, calculul se oprește la atingerea unei precizii dorite

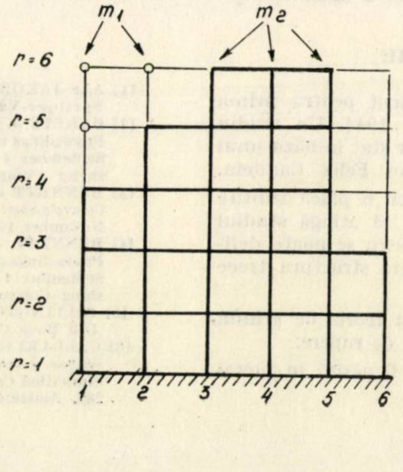
$$\left|\underset{n}{M_{ik}} - \underset{n-1}{M_{ik}}\right| \leqslant \varepsilon. \qquad (7)$$

2. INTRODUCEREA CONFIGURAȚIEI GEOMETRICE A CADRULUI ÎN CALCULATOR

Programul a fost elaborat pentru a putea permite efectuarea unor calcule pentru cadre dreptunghiulare simplu convexe oarecare.

Pentru aceasta, se introduce în calculator, o dată cu datele numerice ale problemei, o listă de informații asupra configurației geometrice a cadrului, în care se indică, pentru fiecare nivel în parte, numerele de noduri m_{1r} și m_{2r} (fig. 1), în ordinea crescătoare a niveluri-

Fig. 1. Lista de informații despre configurația geometrică a unui cadru oarecare



	m1	m2
r=1	00-0000	00-0006
r=2	00-0000	00-0006
r=3	00-0000	00-0006
r=4	00-0000	00-0005
r=5	00-0001	00-0004
r=6	00-0002	00-0003
–	00-0000	00-0000

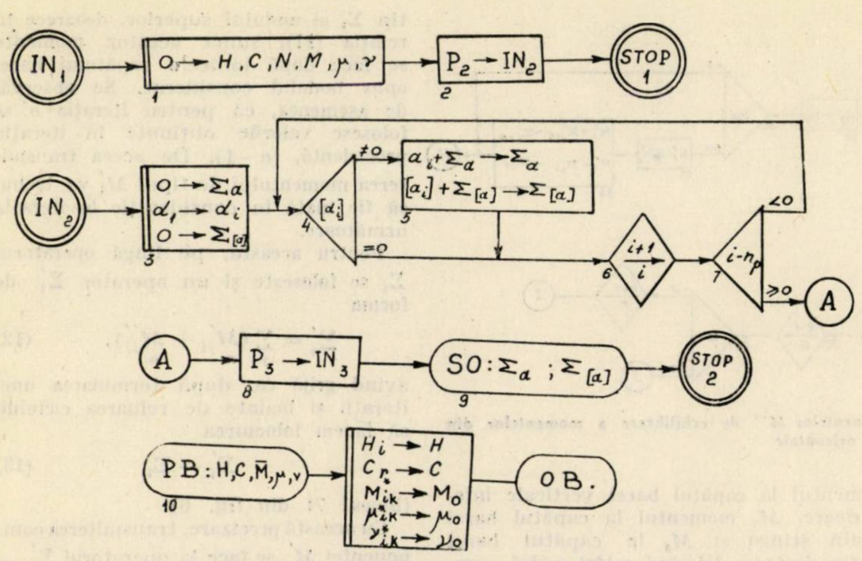


Fig. 2. Schemă logică pentru subprogramele : — anularea porţiunii din memorie rezervată datelor numerice ; — controlul automat al introducerii corecte în calculator a programului de calcul ; — introducerea datelor numerice ale problemei de calcul

lor (de la subsol la ultimul nivel). Informaţiile se dau sub forma :

$$00 - m_{1r} \qquad 00 - m_{2r} \tag{8}$$

m_{1r} — numărul de noduri cu care s-a retras dinspre stînga nivelul r, faţă de nivelul inferior $(r-1)$;

m_{2r} — numărul de noduri existente la nivelul r.

Numărul de noduri va fi exprimat în sistem de numeraţie octal.

3. ALGORITMUL ŞI SCHEMA LOGICĂ

Pentru a putea folosi programul de calcul la efectuarea de calcule, fără a reintroduce banda perforată cu programul la fiecare reluare a calculului pentru alt tip de cadru, s-a prevăzut un subprogram independent pentru anularea porţiunii din memorie rezervată datelor numerice (fig. 2, blocul 1). În blocul 2, calculatorul este pus cu pornirea pe subprogramul următor, IN 2.

A doua intrare cuplează programul de verificare automată a introducerii corecte în calculator a programului de calcul. Blocul 3 aduce la forma iniţială instrucţiunile şi adresele cu conţinut variabil. Blocurile 4, 5, 6 şi 7 servesc la efectuarea celor două sume de control. Blocul 8 pune calculatorul cu pornirea pe programul de calcul propriu-zis, iar blocul 9 tipăreşte la maşina electrică de scris cele două sume de control.

După efectuarea controlului, calculatorul poate primi datele numerice ale problemei de calcul (blocurile 10 şi 11).

Programul de calcul propriu-zis cuprinde în prima parte (fig. 3) două subprograme. Unul din acestea serveşte la anularea porţiunii din memorie rezervată adreselor de lucru şi rezultatelor, spre a permite calculaţia chiar dacă în prealabil programul a mai fost folosit la rezolvarea unei alte probleme, ceea ce ar fi lăsat unele valori nedorite în aceste adrese. Celălalt subprogram efectuează calcularea caracteristicilor de trecere de la un nivel la altul.

Fiecărui nod îi sînt alocate în memorie p adrese pentru depozitarea datelor numerice $\overline{M}$, μ şi ν. Un nivel oarecare r conţine m_{2r} noduri, avînd retrase m_{1r} noduri faţă de marginea clădirii. Pentru a calcula care sînt nodurile situate deasupra, respectiv dedesubtul unui nod oarecare i de la nivelul r, vom folosi informaţiile date în lista C a configuraţiei geometrice a cadrului.

Vom avea :

$$m_{1r} = C_r \cap K_2$$
$$m_{2r} = C_r \cap K_4 \tag{9}$$

în care, pentru poziţionarea informaţiilor m_{1r} şi m_{2r} din figura 1,

$$K_2 = 00-7777 \qquad 00-0000$$
$$K_4 = 00-0000 \qquad 00-7777. \tag{10}$$

Cele două valori, astfel separate, rezultă deplasate cu o jumătate din registrul calculatorului. Pentru însumarea lor corectă, în blocul 14 se face deplasarea cu 20 (în octal) poziţii binare, astfel ca cifrele semnificative de acelaşi rang să fie amplasate în poziţii corespunzătoare. Din figura 1 rezultă că nodul situat la nivelul superior nodului i de la nivelul r se găseşte la

$$N_r = m_{1r} + m_{2r} - m_{1\,(r+1)}$$

noduri peste nodul i. Cum fiecărui nod îi sînt alocate în memorie p adrese, o valoare căutată pentru nodul legat, superior nodului i, se va găsi în memoria calculatorului peste pN_r adrese faţă de valoarea respectivă din blocul alocat nodului i.

Mulţimea de valori pN_r pentru întreaga structură o vom numi mulţimea caracteristicilor de trecere de la un nivel la următorul şi va servi în program la calcularea instrucţiunilor cu conţinut variabil. Caracteristicile de trecere se calculează în blocurile 13, 14, 15, 16 şi 17 din schema logică din figura 3.

Subprogramul pentru calculul componentelor M' de echilibrare a momentelor

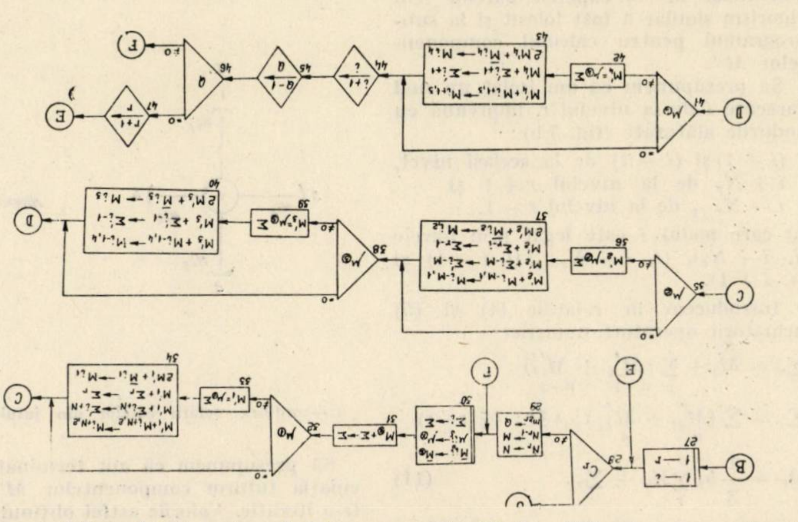
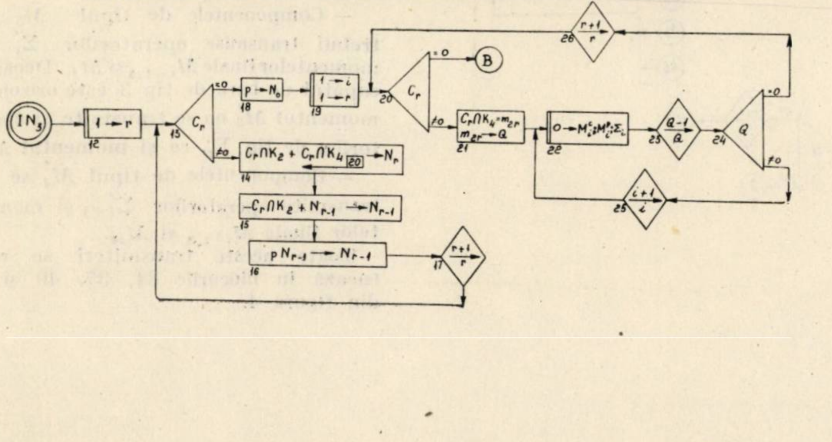


Fig. 4. Schema logică pentru calculul componentelor M' de echilibrare a momentelor din rotaţia nodurilor

Fig. 3. Schema logică pentru subprogramele : — calcularea caracteristicilor de trecere de la un nivel la nivelul superior ; — anularea porţiunii din memorie rezervată adreselor de lucru şi rezultatelor



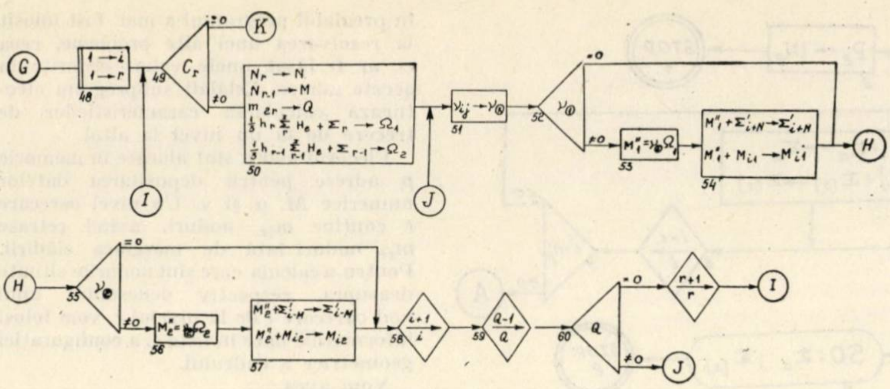


Fig. 5 Schema logică pentru calculul componentelor M'' de echilibrare a momentelor din deplasări orizontale

din rotaţia nodurilor se cuplează prin conectorul fix B, iar prin conectorul G se cuplează calculul componentelor M''.

La alcătuirea schemei logice, pentru acest subprogram, s-a folosit un algoritm care a permis simplificarea, în mare măsură, a problemei transmiterii componentelor M' la capetele barelor. Un algoritm similar a fost folosit şi la subprogramul pentru calculul componentelor M''.

Să presupunem că am izolat un nod oarecare i de la nivelul r, împreună cu nodurile alăturate (fig. 7 b) :

$(i+1)$ şi $(i-1)$ de la acelaşi nivel,
$i+N_r$ de la nivelul $r+1$ şi
$i-N_{r-1}$ de la nivelul $r-1$,

cu care nodul i este legat prin barele $(i, i+N_r)$, $(i, i-N_{r-1})$ $(i, i-1)$ şi $(i, i+1)$.

Introducem în relaţiile (4) şi (5) următorii operatori numerici :

$$\Sigma_i = \overline{M}_i + \sum_j (\underset{n-1}{M'_{ji}} + \underset{n-1}{M''_{ij}})$$

$$\Sigma_r = \Sigma (\underset{n}{M'_{st}} + \underset{n}{M'_{ts}}) ; \; s \in r ; \; t \in (r+1)$$

$$\Omega_r = \frac{1}{3} h_r \sum_r^z H_e + \Sigma_r . \qquad (11)$$

Pentru simplificarea notaţiilor, s-a convenit a se nota cu M_1 momentul la capătul dinspre nodul considerat al barei verticale superioare, M_2 momentul la capătul barei verticale inferioare, M_3 momentul la capătul barei din stînga şi M_4 la capătul barei din dreapta, folosind astfel codul „sus-jos-stînga-dreapta'' (fig. 7 a).

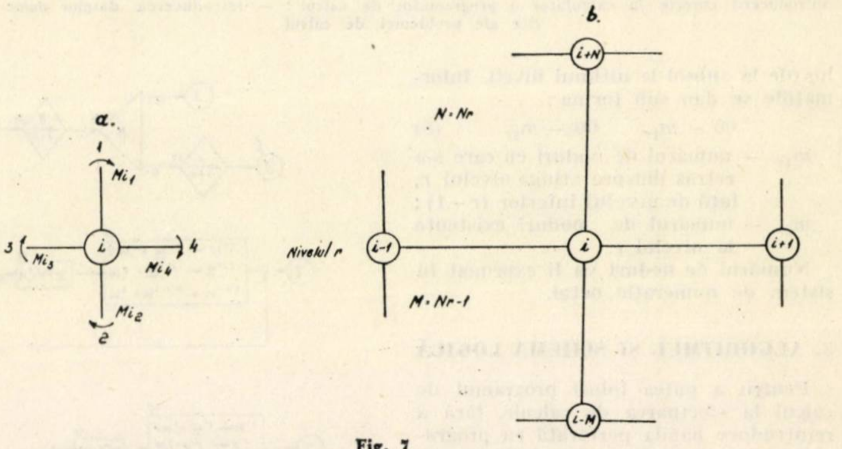


Fig. 7
a — ordinea notării barelor din jurul unui nod ; b — legăturile unui nod oarecare i

Să presupunem că am terminat calculaţia tuturor componentelor M' dintr-o iteraţie. Valorile astfel obţinute vor trebui transmise operatorilor din relaţia (11) astfel :

— Toate componentele de tipul M'_1 vor trebui transmise operatorului de tip Σ_i al nodului superior, deoarece în relaţia (11), suma acestor momente se face după indicele capătului barei *opus* nodului considerat. Se observă, de asemenea, că pentru iteraţia n se folosesc valorile obţinute în iteraţia precedentă, $(n-1)$. De aceea transmiterea momentului de tipul M'_1 va trebui să fie luată în consideraţie la iteraţia următoare.

Pentru aceasta, pe lîngă operatorul Σ_i se foloseşte şi un operator Σ'_i, de forma

$$\Sigma'_i = \sum_j (\underset{n}{M'_{ji}} + \underset{n}{M''_{ij}}), \qquad (12)$$

avînd grijă ca, după terminarea unei iteraţii şi înainte de reluarea ciclului, să facem înlocuirea

$$\Sigma'_i \rightarrow \Sigma_i \qquad (13)$$

(blocul 71 din fig. 6).

Cu această precizare, transmiterea componentei M'_{i1} se face la operatorul Σ'_{i+N} al nodului de la capătul opus al barei.

Din relaţia (6) rezultă că, în cursul aceleiaşi iteraţii, componenta M'_{i1} trebuie transmisă cu dublul valorii sale momentului final al capătului de bară $(i, 1)$. Totodată, din aceeaşi relaţie, ea se transmite şi momentului final al capătului de bară opus, care în notaţia aleasă are indicele $(i+N, 2)$.

În sfîrşit, deoarece bara $(i, 1)$ este o bară verticală, ea participă la realizarea operatorului Σ_r, deci va trebui transmisă şi acestuia.

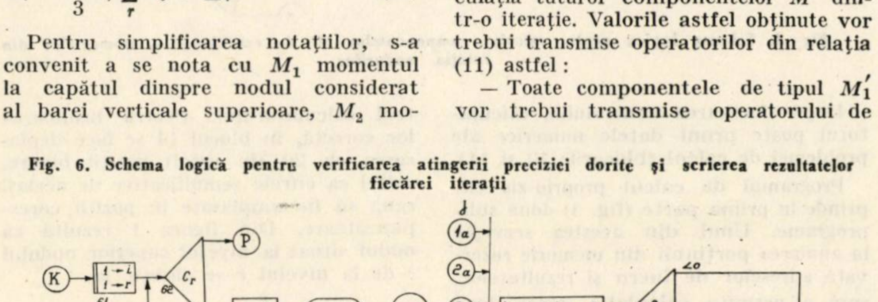
— Folosind acelaşi raţionament, componentele de tipul M'_2 vor trebui transmise operatorilor Σ'_{i-M} în care $M = pN_{r-1}$ (a se vedea blocurile 16, figura 3 şi 29, figura 4), Σ_{r-1} precum şi momentelor finale $M_{i-M,1}$ şi M_{i2}.

— Componentele de tipul M_3 vor trebui transmise operatorilor Σ'_{i-1} şi momentelor finale $M_{i-1,4}$ şi M_i. Deoarece capătul de bară de tip 3 este orizontal, momentul M'_3 nu se transmite şi operatorilor de tip Σ_r, ca şi momentul M'_4.

— Componentele de tipul M'_4 se vor transmite operatorilor Σ'_{i+1} şi momentelor finale $M_{i+1,3}$ şi M_{i4}.

Toate aceste transmiteri se efectuează în blocurile 34, 37, 40 şi 43 din figura 4.

Fig. 6. Schema logică pentru verificarea atingerii preciziei dorite şi scrierea rezultatelor fiecărei iteraţii



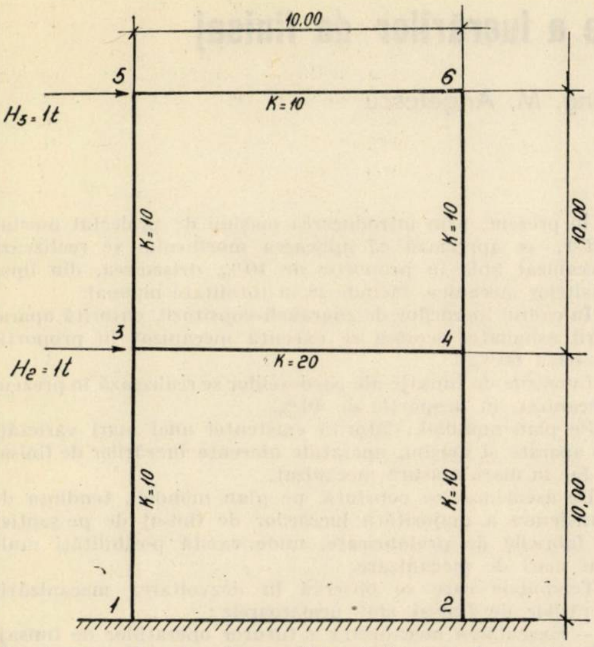


Fig. 8. Un cadru plan dreptunghiular încărcat cu forțe orizontale, calculat ca exempplu de control. Rezultatele calculului sînt date la tabela 1

După terminarea unei iterații pe subprogramul M′, deci în momentul intrării pe conectorul *G*, operatorii din relațiile (11) și (12) vor avea următorul conținut:

$$\Sigma(\underset{n}{M'_{st}} + \underset{n}{M'_{ts}}) \to \Sigma_r$$

$$\underset{i}{\Sigma} \underset{n}{M'_{ji}} \to \Sigma'_i .$$

Se observă că, la acest moment, operatorul Σ_r este pregătit pentru calculația componentelor de tipul M''. În același timp, operatorul Σ'_i nu conține toate elementele prevăzute în relația (12). Întrucît acesta nu participă la calcularea componentelor M'', completarea lui a fost prevăzută într-o etapă ulterioară.

Tabela 1

001	000499999	000000000	000000000	000000000
002	000499999	000000000	000000000	000000000
003	000249999	000499999	000000000	000000000
004	000249999	000499999	000000000	000000000
005	000000000	000249999	000000000	000000000
006	000000000	000249999	000000000	000000000
001	000546874	000000000	000000000	000000000
002	000546874	000000000	000000000	000000000
003	000234374	000453124	000000000	−000562499
004	000234374	000453124	−000562499	000000000
005	000000000	000265624	000000000	−000187500
006	000000000	000265624	−000187500	000000000
001	000554686	000000000	000000000	000000000
002	000554686	000000000	000000000	000000000
003	000236327	000445311	000000000	−000656249
004	000236327	000445311	−000656249	000000000
005	000000000	000263671	000000000	−000246094
006	000000000	000263671	−000246094	000000000
001	000556273	000000000	000000000	000000000
002	000556273	000000000	000000000	000000000
003	000236937	000443724	000000000	−000675293
004	000236937	000443724	−000675293	000000000
005	000000000	000263060	000000000	−000259277
006	000000000	000263060	−000259277	000000000
001	000556609	000000000	000000000	000000000
002	000556609	000000000	000000000	000000000
003	000237075	000443389	000000000	−000679321
004	000237075	000443389	−000679321	000000000
005	000000000	000262923	000000000	−000262116
006	000000000	000262923	−000262116	000000000
001	000556681	000000000	000000000	000000000
002	000556681	000000000	000000000	000000000
003	000237104	000443317	000000000	−000680180
004	000237104	000443317	−000680180	000000000
005	000000000	000262894	000000000	−000262722
006	000000000	000262894	−000262722	000000000

Subprogramul pentru calculul componentelor M'' prevede (blocul 50), pentru fiecare nivel, calcularea operatorilor de tip Ω.

Componentele de tip M'' se calculează doar pentru stîlpi, deci vom avea numai momente de tipul M_1'' și M_2''.

Conform relației (12), ele vor fi transmise operatorilor Σ'_{i+N}, respectiv Σ'_{i-M}.

De asemenea, potrivit relației (6), ele vor fi transmise și momentelor finale M_{i1}, respectiv M_{i2} (blocurile 54 și 57 din figura 5).

După terminarea unei iterații pe subprogramul M'', toate momentele finale ale capetelor de bară vor conține toate elementele prevăzute în (6), iar operatorii de tipul Σ'_i corespund relației (12). Pentru scurtarea timpului de lucru, calculele cu valori nule sînt ocolite datorită blocurilor 32, 35, 38, 41, 52 și 55.

Pentru reluarea iterațiilor trebuie verificat dacă precizia obținută satisface, adică dacă relația (7) este verificată.

În cazul cînd trebuie efectuată o nouă iterație, trecerea de la operatorul Σ'_i la operatorul Σ_i se face prin adăugarea lui $\overline{M}_i$ în blocul 31 din figura 4.

Pentru verificarea relației (7), s-a considerat că este suficient ca o singură valoare să nu satisfacă (7) pentru a fi necesară efectuarea unei noi iterații. Cum calculul se desfășoară de la nivelurile inferioare către cele superioare și momentele maxime se găsesc cel mai frecvent la barele situate la nivelurile inferioare, este mai probabil ca nesatisfacerea relației (7) să se producă la acestea, decît la barele situate la nivelurile superioare.

În vederea evitării unor verificări inutile, în subprogramul din figura 6 s-a prevăzut o subrutină comutator (blocul 67), care efectuează ocolirea subprogramului de verificare pentru toate barele următoare primei neverificări a relației (7).

Programul prevede păstrarea iterației precedente (blocul 68) necesară executării programului de verificare a lui (7) la iterația următoare (blocurile 65 și 66) și scrierea pentru fiecare iterație a unui tabel de rezultate (blocurile 64 și 69), sub forma:

Numărul nodului Momente echilibrate
i M_{i1} M_{i2} M_{i3} M_{i4}

În tabela 1 sînt date, așa cum sînt tipărite de calculator, rezultatele obținute pentru cadrul din figura 8, echilibrat cu precizia $\varepsilon = 0{,}01$ tm la cea de a 6-a iterație. Convergența iterațiilor este foarte rapidă, la același exemplu obținîndu-se precizia maximă posibilă pe calculatorul electronic CIFA 102, la cea de a 10-a iterație. S-a ales un exemplu simplu pentru a facilita urmărirea schemelor de către cititori.

4. PERFORMANȚE OBȚINUTE

Programul permite calcularea unor cadre cu maximum 180 noduri.

Algoritmul folosit conduce la realizarea unui număr de circa 200 operații convenționale pe iterație și nod, obținîndu-se astfel o mare viteză de calcul.

Datorită introducerii lesnicioase a configurației geometrice a cadrului în calculator și a sesizării inexistenței unor bare la nodurile de pe conturul cadrului prin blocurile 32, 35, 38, 41, 52 și 55, nu a mai apărut necesară darea unor informații suplimentare calculatorului asupra tipului fiecărui nod.

În acest fel, programul solicită în principiu datele numerice sub forma în care acestea sînt folosite și la calculația manuală, nefiind necesare adaptări pentru lucrul cu calculatorul electronic.

Scurtarea duratei de execuţie a lucrărilor de finisaj

Ing. R. Constantinescu şi ing. M. Angelescu

Creşterea volumului de construcţii în proporţiile prevăzute în planul de dezvoltare a economiei naţionale, concomitent cu necesitatea reducerii preţului de cost, a reducerii duratei de execuţie şi a creşterii calităţii lucrărilor, impun ridicarea nivelului tehnic, în întreg sectorul construcţiilor, prin introducerea şi extinderea unor soluţii avansate.

Pe măsura ridicării continue a nivelului de trai al oamenilor muncii din ţara noastră, cresc, an de an, şi exigenţele lor în ceea ce priveşte aspectul estetic al construcţiilor şi în ceea ce priveşte confortul, care să asigure condiţii cît mai bune de muncă şi de viaţă. Din acest punct de vedere, lucrările care realizează confortul în clădiri sînt în cea mai mare măsură lucrările de finisaj şi cele de izolări (fonice, termice, hidrofuge), care au o mare importanţă pentru asigurarea unor condiţii normale de exploatare în clădiri, atît în ceea ce priveşte ambianţa de trai şi de muncă, cît şi în ceea ce priveşte procesele tehnologice (în clădirile industriale).

În ultimii ani, noile soluţii constructive, folosite la executarea structurilor clădirilor, panouri mari pentru clădiri civile şi industriale, stîlpi şi grinzi din elemente prefabricate, structuri din beton armat monolit turnat în cofraje de inventar (panouri de cofraj bachelitizat şi cofraje glisante) şi în fine structurile spaţiale prefabricate au permis industrializarea pe scară largă a realizării structurii clădirilor, conducînd la scurtarea substanţială a duratei de execuţie a lor.

În ceea ce priveşte lucrările de finisaj, deşi s-au introdus o serie de materiale noi care au permis, într-o oarecare măsură, scurtarea duratei de execuţie, totuşi mai există un decalaj sensibil între ritmul de execuţie a structurilor de rezistenţă şi cel al lucrărilor de finisaj.

În cele ce urmează, ne propunem să prezentăm succint principalele probleme pe care le ridică lucrările de finisaje ale construcţiilor şi să analizăm posibilităţile şi căile ce trebuie avute în vedere pentru reducerea duratei de execuţie a acestora, concomitent cu asigurarea aspectului estetic şi confortului clădirilor, la nivel cît mai înalt.

Căile de realizare a acestor importante obiective constau, în principal, în producerea şi introducerea pe şantiere a unor materiale adecvate, de calitate corespunzătoare şi cu durabilitate mare în timp. Totodată ridicarea aspectului estetic şi confortului reclamă din partea constructorilor o creştere substanţială a calităţii execuţiei lucrărilor, iar păstrarea în timp a calităţilor estetice şi de confort cere din partea locatarilor şi a beneficiarilor de investiţii o exploatare raţională şi o întreţinere corespunzătoare, în special a soluţiilor de finisaj cu materiale noi.

Noile soluţii de finisaj, a căror aplicare se face pe baza unor tehnologii moderne, trebuie să asigure industrializarea executării lucrărilor, care să permită eliminarea decalajului ce există în prezent între ritmul de execuţie a lucrărilor „de roşu'' şi ritmul de execuţie a lucrărilor de finisaj.

În acest scop, trebuie avute în vedere o serie de principii directoare şi anume : folosirea de elemente de finisaj prefabricate de dimensiuni mari, folosirea betoanelor aparente, transferarea în cît mai mare măsură a operaţiilor de finisaj, în unităţi centralizate, care să permită aprovizionarea şantierelor cu elemente de construcţie gata finisate.

De asemenea, trebuie urmărită eliminarea proceselor umede de execuţie a lucrărilor de finisaj, prin introducerea de tehnologii noi, bazate pe procese uscate, de simplu montaj sau lipire cu adezivi sintetici.

O contribuţie exenţială la scurtarea duratei de execuţie o aduce mecanizarea operaţiilor, dat fiind că lucrările de finisaj consumă importante cantităţi de forţe de muncă. Şi în acest domeniu, se constată o rămînere în urmă a mecanizării lucrărilor de finisaj, faţă de mecanizarea execuţiei structurilor de rezistenţă.

Astfel, în cadrul lucrărilor de tencuieli umede, dacă prepararea şi transportul mortarului se execută mecanizat, restul operaţiilor, în mare parte, se execută manual, cu metode de lucru învechite, de randament scăzut.

În prezent, prin introducerea maşinii de proiectat mortar MT-1, se apreciază că aplicarea mortarului se realizează mecanizat abia în proporţie de 10%, drişcuirea, din lipsa uneltelor mecanice, făcîndu-se în totalitate manual.

În cadrul lucrărilor de zugrăveli-vopsitorii, datorită aparaturii asimilate, acestea se execută mecanizat în proporţie de circa 60%.

Lucrările de finisaje ale pardoselilor se realizează în prezent mecanizat, în proporţie de 40%.

Pe plan mondial, datorită existenţei unei mari varietăţi de aparate şi maşini, operaţiile aferente lucrărilor de finisaj se fac în mare măsură mecanizat.

De asemenea, se constată, pe plan mondial, tendinţa de transferare a majorităţii lucrărilor de finisaj de pe şantier în fabricile de prefabricate, unde există posibilităţi mult mai mari de mecanizare.

Tendinţele care se observă în dezvoltarea mecanizării lucrărilor de finisaj sînt următoarele :

— Executarea mecanizată a tuturor operaţiilor de finisaj, prin realizarea unor agregate sau unelte mecanice care să efectueze o mecanizare complexă. Astfel, agregatele mobile de tencuit (fig. 1), introduse recent în tehnica mondială, asigură transportul şi punerea în operă a mortarului.

— Realizarea de maşini şi unelte mecanice, care să execute cît mai multe operaţii de finisaj, în vederea măririi productivităţii muncii şi reducerii duratei de execuţie. Astfel, noile maşini de finisat parchet execută degroşarea (actuala operaţie de raşchetare cu ţiglingul), finisarea (actuala operaţie de şlefuire), precum şi lustruirea parchetului. În prezent, pentru aceste operaţii, se folosesc maşini diferite (fig. 2).

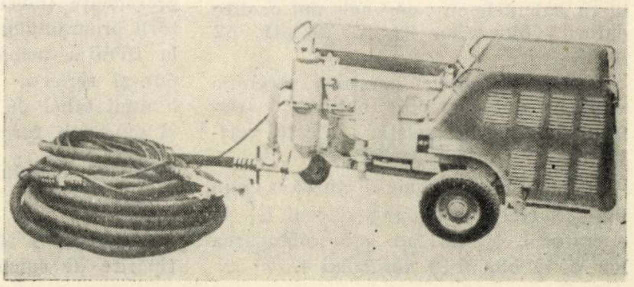
— Realizarea de maşini cît mai uşoare, cu mare mobilitate, cu dimensiuni de gabarit reduse, care să permită obţinerea unor productivităţi ridicate. În acest scop, s-au introdus, în mare măsură, masele plastice în construcţia acestor maşini. În acelaşi timp, noile unelte mecanice se alimentează la curent de înaltă frecvenţă (150—200 Hz) şi se izolează dublu pentru a permite o alimentare la tensiunea de 220 V care se găseşte curent pe şantiere.

— În vederea reducerii duratei de execuţie, la noile maşini de finisaj, s-a realizat o creştere importantă a productivităţii muncii, prin mărirea vitezei organelor de lucru (maşina de şlefuit mozaic, parchet etc.), precum şi prin creşterea presiunii specifice a acestora.

— Realizarea de maşini şi unelte mecanice, cu un grad cît mai înalt de automatizare, care să permită o exploatare şi o întreţinere uşoară, chiar de către muncitorii constructori.

Structurile de rezistenţă noi (panouri mari, betoane monolite turnate în cofraje de inventar etc.), pe lîngă industrializarea executării lor, prezintă şi avantajul că permit obţinerea unor suprafeţe relativ netede ale pereţilor şi planşeelor. De aceea, în vederea scurtării duratei de execuţie, trebuie găsite şi introduse pe şantier soluţii de finisaj, specifice acestor structuri, care să folosească avantajul oferit de planeitatea suprafeţelor pereţilor şi planşeelor care nu mai necesită operaţii suplimentare de prefinisare, de exemplu prin tencuire,

Fig. 1. Aparat de tencuit, care asigură transportul şi aplicarea mecanizată a mortarului



cu întreg ansamblul lor de lucrări legate de manipulare, transport, depozitare de materiale precum şi schele grele, care lungesc durata de execuţie.

Un prim pas a fost făcut la finisarea faţadelor prin introducerea vopselelor vinarom, care, pe lîngă coloritul variat, asigură şi protecţia la intemperii, fără a mai fi necesar procesul umed al tencuielilor.

Pentru finisarea pereţilor în interiorul clădirilor, în special al celor de locuit şi social-culturale, o soluţie care pune în valoare avantajul pereţilor netezi este aplicarea de tapete. Deşi procedeul a fost folosit de mult în construcţii, prin faptul că tapetele se aplicau peste tencuieli, a căror finisare era mai simplă prin zugrăvire, procedeul a fost părăsit. O dată cu apariţia pereţilor din beton cu feţe netede, această soluţie îşi regăseşte un domeniu larg de aplicare, constituind un procedeu uscat de finisare.

Şi în acest domeniu mai trebuie depuse eforturi, în special de către producător, pentru îmbogăţirea sortimentului cu modele şi culori variate, pentru realizarea unor tapete de calitate superioară, pe suport textil, pentru reducerea preţului de vînzare. Pentru reducerea consumului de forţe de muncă şi pentru scurtarea duratei de execuţie, trebuie studiată producerea şi în ţara noastră a tapetelor cu adeziv aplicat pe spate din fabricaţie, care elimină operaţia de întindere a adezivului pe şantier.

Pentru finisarea pereţilor în băi, bucătării, vestibuluri, oficii etc., procedeul de placare cu faianţă, care se foloseşte în prezent, nu mai apare corespunzător în condiţiile realizării pereţilor cu feţe netede, aceasta datorită, în primul rînd, productivităţii scăzute la montaj şi, în al doilea rînd, datorită grosimii mari a mortarului de poză, care face să apară o denivelare mare între suprafaţa placată şi restul peretelui de deasupra faianţei, denivelare care ar trebui înlăturată prin tencuirea inutilă a porţiunii de perete neplacat. De aceea s-a impus folosirea unor materiale pentru placarea pereţilor, cu lungimi şi lăţimi mari şi cu grosimi mici, care să se aplice prin procedee uscate de lipire direct pe suprafaţa netedă a peretelui, după o prealabilă pregătire a acestuia. Un prim pas s-a făcut prin introducerea plăcilor fibrolemnoase emailate sau melaminate cu grosime mică (4—5 mm) şi cu celelalte dimensiuni mari (circa 1 700 × 2 400 mm).

Pe această linie, trebuie extinsă folosirea materialelor subţiri pentru placarea pereţilor, iar un rol important revine producătorilor de materiale, în special de materiale plastice, care să producă sortimente sub formă de folii rigide, subţiri, cum ar fi plăcile de polistiren şoc, gofrate cu nervuri de rigidizare cu forme şi desene variate, livrabile în suluri.

Aceste materiale, aplicate prin simplă lipire, datorită dimensiunilor lor mari, conduc la o creştere substanţială a productivităţii muncii, la punerea în operă, şi implicit la scurtarea duratei de execuţie.

O cale importantă pentru industrializarea lucrărilor de finisaj o constituie transferarea în fabrici a acestor lucrări, soluţie cu posibilităţi mari de extindere, în special în fabricile de panouri mari, care îmbină posibilităţile de variaţie a plasticii faţadelor cu gradul ridicat de industrializare a execuţiei lucrărilor, oferit de acestea. Placarea, din fabrică, a panourilor mari, cu plăci ceramice smălţuite, care a început să fie introdusă de către I. P. Progresul, pe baza cercetărilor efectuate de INCERC, şi folosită la realizarea unor blocuri de locuinţe din Bucureşti, constituie un început bun în această direcţie (fig. 3 şi 4).

În afara acestei soluţii există însă şi alte posibilităţi de finisare a panourilor mari, direct din fabrică, care pot contribui în plus la evitarea monotoniei în expresia arhitecturală a faţadelor. Betonul aparent — obţinut la faţa văzută a panourilor mari, direct din fabrică (fig. 5), sub diversele lui posibilităţi de tratare, prin realizare de reliefuri, de paramente divers colorate, obţinute prin spărturi de roci înglobate în masa betonului şi alte mijloace — poate contribui împreună cu soluţia de finisare cu plăci ceramice smălţuite la o îmbogăţire substanţială a modalităţilor de tratare plastică a faţadelor.

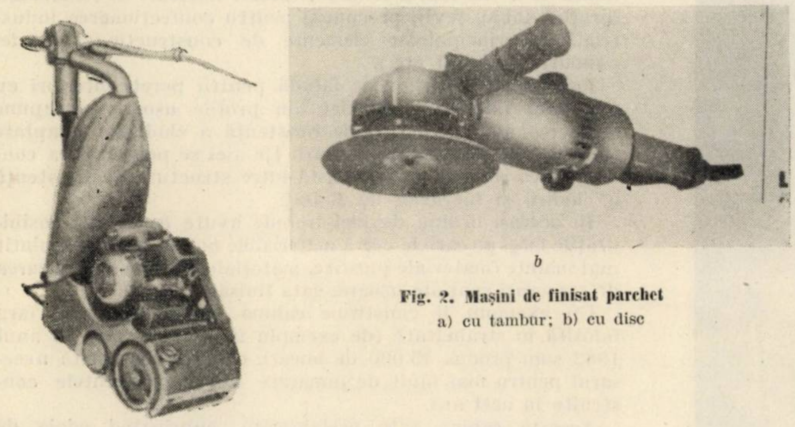


Fig. 2. Maşini de finisat parchet
a) cu tambur; b) cu disc

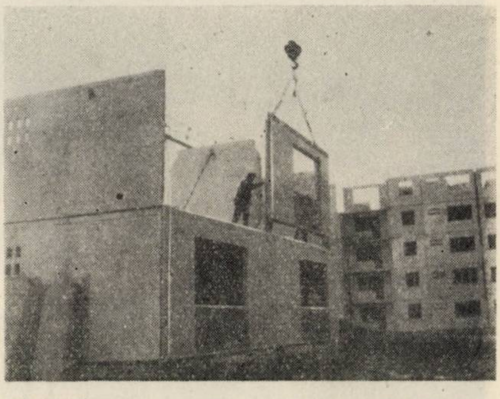
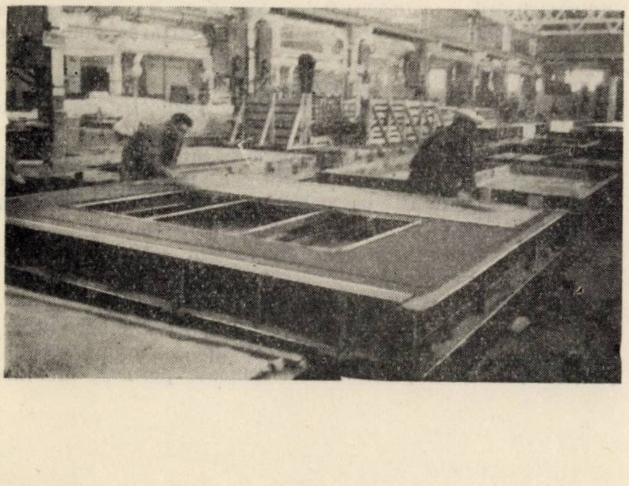
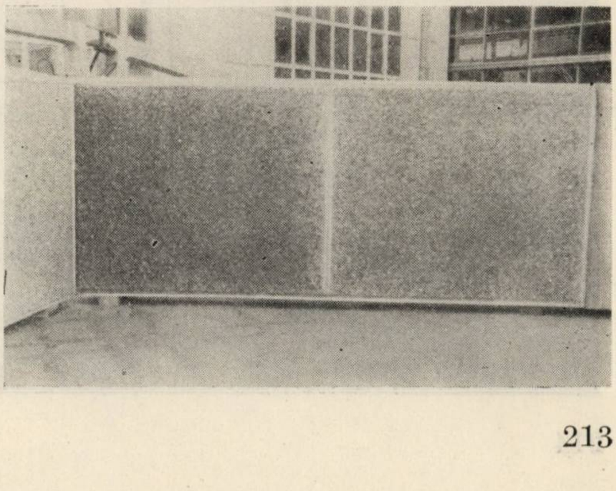


Fig. 4. Montarea panourilor mari finisate din fabrică cu plăci ceramice smălţuite, la blocul experimental din cartierul Berceni-Sud

Fig. 3. Finisarea cu plăci ceramice smălţuite a panourilor mari la I. P. Progresul



Fi. 5. Panou mare finisat din fabrică cu cribluri de roci divers colorate



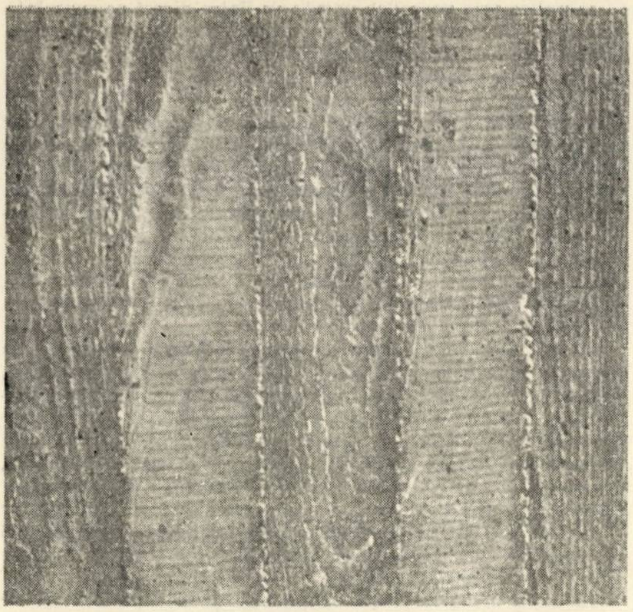
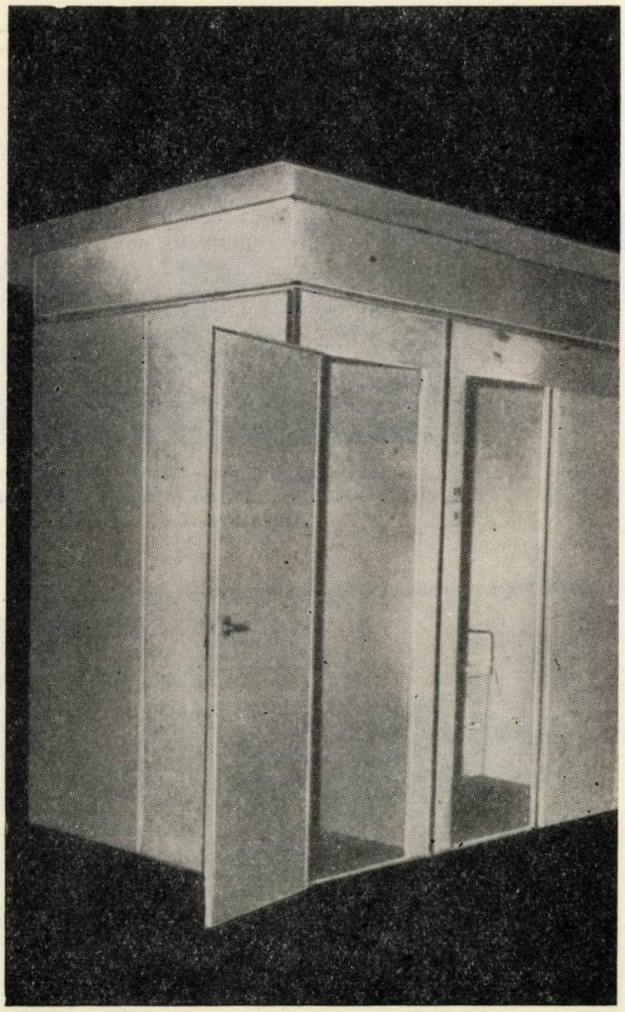


Fig. 6. Beton aparent brut, obţinut în cofraje de scîndură negeluită

Fig. 7. Cabină sanitară (R.S. Cehoslovacă)



În această direcţie trebuie concentrate eforturile pentru studierea procedeelor tehnologice practice (prin spălare, sablare, decapare cu acizi, tipare modelate etc.) cele mai corespunzătoare.

Chiar şi la construcţiile cu structură monolit, la cele cu pereţi exteriori din beton, se pot realiza finisaje fără tencuieli, însă variate ca modalitate de expresie, prin obţinerea de parament brut, aşa cum rezultă din decofrare (fig. 6), sau de reliefuri, prin sablare, tipare modelate şi altele. Nu trebuie uitată şi posibilitatea de realizare a unor elemente decorative prefabricate, sub formă de traforuri, elemente ceramice speciale care pot fi înglobate în pereţi o dată cu executarea acestora.

În această direcţie, în afara producţiei industriale de serie, unităţile industriale locale, Uniunea artiştilor plastici, pot aduce o contribuţie importantă în sporirea diversităţii de finisare exterioară a clădirilor, în colaborare cu unităţile producătoare de elemente ceramice, prin realizarea de elemente decorative inspirate din specificul local al fiecărei regiuni, care să imprime o amprentă proprie fiecărei localităţi, evitîndu-se monotonia.

Dezvoltarea industriei materialelor din polimeri sintetici, a materialelor uşoare din tablă presată, aluminiu, creează largi posibilităţi în scurtarea duratei de execuţie a lucrărilor de finisaj.

Pentru pereţii exteriori, aceste materiale se pot folosi la realizarea de panouri cu schelet uşor (din profile de aluminiu sau tablă presată), în structură sandvici, avînd feţele din materiale gata finisate din fabrică. La aceste soluţii o folosire largă va trebui dată aluminiului, care este prevăzut să fie utilizat, în perspectiva anilor 1966—1970, în proporţie de circa 12% din producţia totală a uzinei de la Slatina.

Din această cantitate totală, prevăzută a fi folosită în construcţii, circa 65% va fi folosită pentru elemente de finisaj (tîmplărie, pereţi exteriori şi interiori, jaluzele, elemente ornamentale, traforuri etc.). De aceea trebuie luate din timp o serie de măsuri, printre care şi aceea de organizare a unei unităţi industriale specializate, dotată cu echipament corespunzător, pentru producerea, din ţaglele şi barele de aluminiu de la Slatina, a semifabricatelor necesare în construcţii (profile, table, ţevi), precum şi pentru confecţionarea industrială a principalelor elemente de construcţie (tîmplărie, panouri de pereţi etc.).

Folosirea panourilor de faţadă pentru pereţi interiori cu feţe gata finisate şi schelet din profile uşoare presupune studierea unor structuri de rezistenţă a clădirilor adaptate soluţiilor de pereţi gata finisaţi. De aici se poate vedea condiţionarea reciprocă care există între structura de rezistenţă a clădirii şi lucrările de finisaj.

În aceeaşi ordine de idei trebuie avute în vedere posibilităţile largi pe care le oferă materialele noi de care s-a amintit mai înainte (materiale plastice, materiale uşoare) în realizarea de structuri spaţiale uşoare, gata finisate.

Un exemplu îl constituie cabina sanitară (fig. 7) larg folosită în străinătate (de exemplu în Cehoslovacia în anul 1963 s-au produs 45 000 de bucăţi, ceea ce reprezintă necesarul pentru mai mult de jumătate din apartamentele construite în acel an).

Această cabină este prefabricată, cuprinzînd odaia de baie şi cea de WC complet echipate şi finisate, respectiv cu pereţii pe schelet metalic, structură sandvici cu feţe finisate din material plastic, iar obiectele sanitare sînt din poliesteri armaţi cu fibre de sticlă (fig. 8). Greutatea întregii cabine este de numai 370 kg şi reprezintă un pas important pe linia industrializării executării finisajelor (prin transferarea în fabrică a lucrărilor), ceea ce duce la scurtarea duratei de execuţie.

În afara finisajelor pe pereţi, un volum important de lucrări îl reprezintă şi finisarea planşeelor, respectiv realizarea pardoselilor.

Problema apare aici mai complexă, întrucît, în afară de executarea îmbrăcămintii propriu-zise, la construcţiile de locuinţe, în special, este necesar să se asigure şi izolarea fonică la zgomote aeriene şi la cele de impact.

Soluţiile cele mai corespunzătoare sînt cele pe dală flotantă, care însă introduc procesul umed al şapei de beton, cu timp lung de uscare, şi deci cu lungire a duratei de execuţie.

Una dintre soluţiile introduse, în vederea eliminării procesului umed, a fost folosirea ca strat suport sub îmbrăcămintile din parchet a plăcilor fibrolemnoase poroase, montate uscat prin simplă aşezare, avînd şi avantajele dimensiunilor mari şi greutăţii reduse.

Pentru executarea prin procedee uscate a dalei flotante, una din soluţii ar consta din realizarea şapei din elemente prefabricate sub formă de plăci şi, în acest scop, un material corespunzător l-ar reprezenta betonul celular autoclavizat, care însă ar trebui produs în plăci cu dimensiuni mai mari şi de grosime de circa 4 cm. El prezintă şi avantajele că plăcile pot fi tăiate cu uşurinţă cu ferăstrăul, pentru încadrarea în forma şi dimensiunile încăperilor, că pot fi solidarizate cu mortare cu adaosuri de polimeri sintetici şi că permit baterea parchetului în cuie.

La pardoselile cu îmbrăcăminţi din covoare plastice, pentru realizarea feţei netede necesare suportului, deci dalei din elemente prefabricate, este de avut în vedere aşezarea unui strat de PFL dure, peste care să se lipească covorul.

Pentru scurtarea duratei de execuţie la realizarea îmbrăcăminţii pardoselilor, este necesar să se studieze posibilităţile de producere din fabrică a unor materiale gata finisate, pentru ca această operaţie să nu se mai execute pe şantier; de exemplu, producerea unor panouri de parchet lamelar, lipit pe un suport din deşeuri de lemn de răşinoase de calitate inferioară, care să aibă dimensiuni mari, cu posibilitatea de îmbinare şi cu faţă raşchetată şi lăcuită cu lacuri sintetice.

Întrucît această soluţie este folosită larg în alte ţări, considerăm indicat ca M.E.F. să analizeze, din punct de vedere tehnic şi economic, oportunitatea producerii unor astfel de elemente prefabricate de parchet.

De asemenea este necesar să se analizeze de către M. I. Ch. producerea unor covoare din mase plastice pentru îmbrăcăminţi de pardoseli, care să aibă solidar, din fabricaţie, un strat fonoizolator din materiale corespunzătoare, cu rigiditate dinamică scăzută, care să-şi păstreze proprietăţile fonoizolatoare în timp, ceea ce ar conduce la eliminarea dalei flotante, asigurînd în acelaşi timp izolarea fonică la zgomote de impact.

Pentru închiderea pe contur a îmbrăcăminţilor de pardoseli din materiale plastice, în afară de plintele şi pervazurile din PVC plastifiat, montate prin lipire, care se produc azi în ţară, este indicat să se studieze şi producerea unor alte profile, rigide, care să permită pozarea mascată a conductorilor electrici pentru priză şi întrerupătoare.

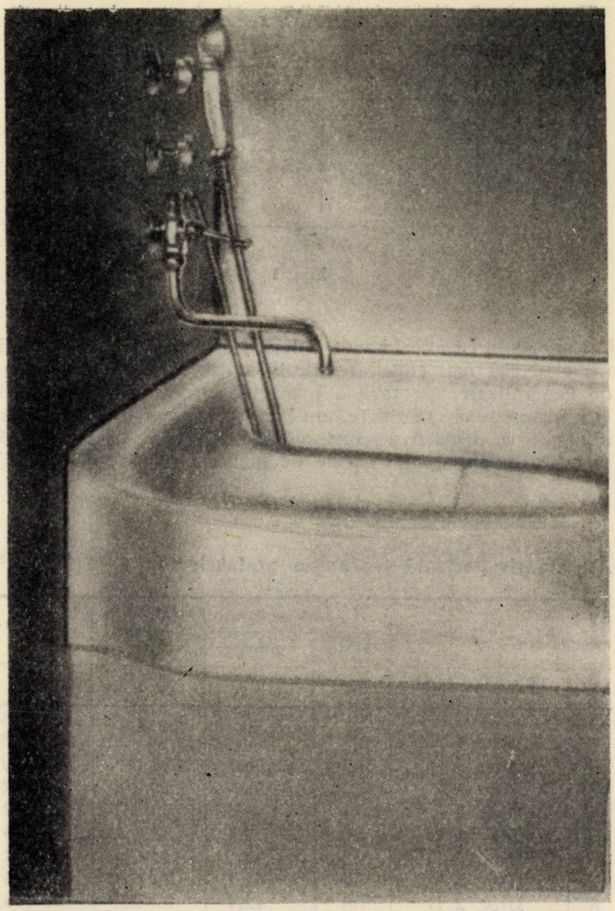


Fig. 8. Cadă de baie combinată cu chiuvetă din poliesteri armaţi cu fibre de sticlă (detaliu)

Din scurta trecere în revistă a principalelor probleme legate de lucrările de finisaj în construcţii, rezultă că există multe posibilităţi şi rezerve pentru îmbunătăţirea soluţiilor, atît în ceea ce priveşte calitatea, cît şi în ceea ce priveşte scurtarea duratei de execuţie.

Studiu comparativ asupra productivităţii muncii în unităţi naturale pe diferite structuri de locuinţe la construcţiile realizate în cartierul Grigorescu — Cluj

Ing. I. Găvozdea

Ritmul rapid de dezvoltare a economiei naţionale, necesitatea construirii şi punerii în funcţiune a obiectivelor prevăzute în termen cît mai scurt, atribuie o deosebită însemnătate productivităţii muncii în unităţile de construcţii-montaj.

Determinarea precisă şi periodică a stadiului productivităţii muncii este o condiţie obligatorie pentru aprecierea şi valorificarea tuturor rezervelor interne, în scopul creşterii în continuare, în ritm susţinut, a productivităţii muncii.

În general, în ramura construcţiilor, productivitatea muncii se stabileşte şi se raportează prin împărţirea valorii producţiei la numărul total de salariaţi.

În cadrul Trustului regional de construcţii Cluj, începînd din anul 1959, evoluţia productivităţii muncii prezintă o creştere continuă, ceea ce asigură ca nivelul stabilit prin Directivele Congresului al VIII-lea al P.C.R. să fie realizat şi chiar depăşit.

Din graficul din figura 1 rezultă o creştere esenţială în anul 1963, cînd s-a trecut la executarea locuinţelor în ansambluri mari.

Directivele celui de al IX-lea Congres al P.C.R. cu privire la dezvoltarea economiei naţionale în perioada 1966—1970 prevăd sarcini mobilizatoare şi pentru ramura de construcţii-montaj: majorarea volumului investiţiilor cu 50%, executarea a circa 300 000 apartamente, creşterea productivităţii cu circa 30% şi reducerea preţului de cost în continuare.

Toate acestea necesită o preocupare mai mare în ceea ce priveşte productivitatea muncii, atît în defalcarea indicatorilor, cît şi în urmărirea realizărilor pe parcurs, în special la construcţiile de locuinţe, care reprezintă o mare parte din lucrările noastre planificate în cincinalul următor.

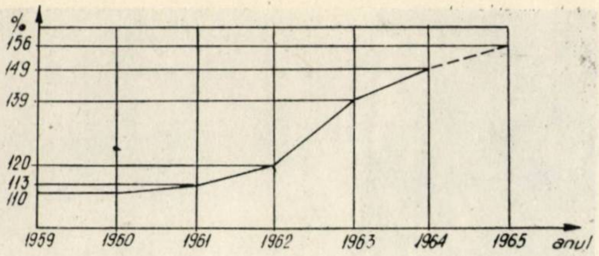


Fig. 1

Cunoscînd că exprimarea valorică a productivităţii muncii nu este cea mai concludentă, încă din anul 1962, înainte de generalizarea pe ţară a urmăririi productivităţii muncii sub formă de ore realizate, am făcut primii paşi pentru determinarea şi urmărirea consumurilor efective de manoperă, pe apartamente şi pe fazele de lucrări.

Tabela 1

A. Zidărie portantă + planşee prefabricate p + 4 (62,6 m²)

Nr. crt.	Denumirea blocului	Nr. apartament		Ore plan conform indici	Ore realizate
		fizic	conv.		
1	2	3	4	5	6
			66	138 600	141 325
1	Bloc 1 A	58	66	138 600	140 658
2	Bloc 1 B	58	66	138 600	138 420
3	Bloc 1 C	58	82	172 200	166 902
4	Bloc 1 D	72	73,1	153 510	135 312
5	Bloc 1 E	60	72,9	153 090	156 640
6	Bloc 5 B	60	106,5	223 650	196 824
7	Bloc 5 C	90	64,1	134 610	128 064
8	Bloc 2 B	60	42,7	89 670	95 045
9	Bloc 2 C	40	72,9	153 090	159 308
10	Bloc 3 B	60	106,5	223 650	151 028
11	Bloc 4 C	90	64	134 400	113 911
12	Bloc 2 E	60	86	180 600	169 425
13	Bloc 3 A	80	106,5	223 650	195 370
14	Bloc 3 C	90	86	180 600	149 463
15	Bloc 4 A	80	86	180 600	186 866
16	Bloc 5 A	80			
	TOTAL	1 096	1247,2	2 619 120	2 524 551

B. Diafragme, stîlpi şi planşee monolite p+9 (67m²)

1	Bloc lamă A	80	88,6	230 360	208 916
2	Bloc lamă B	80	88,6	230 360	217 735
3	Bloc lamă C	80	88,6	230 360	201 311
4	Bloc lamă D	80	88,6	230 360	195 174
5	Bloc lamă E	120	133,7	347 620	304 658
6	Bloc lamă F	120	133,7	347 620	301 724
7	Bloc lamă G	120	133,7	347 620	308 723
	TOTAL	680	755,5	1 964 300	1 738 241

C. Cofraje glisante p + 9 (67m²)

1	Bloc turn H	40	46	105 800	94 840
2	Bloc turn I	40	46	105 800	97 295
3	Bloc turn J	40	46	105 800	86 940
4	Bloc turn K	40	46	105 800	103 962
5	Bloc turn L	40	46	105 800	103 088
6	Bloc turn M	40	46	105 800	109 593
7	Bloc turn N	40	46	105 800	95 256
	TOTAL	280	322	740 600	690 974

Generalizarea metodologiei stabilite în urma consfătuirii constructorilor pe tema creşterii productivităţii muncii, care a avut loc la Braşov în zilele de 19—20 aprilie 1963, a găsit largi posibilităţi de aplicare la cartierele noastre de locuinţe aflate în construcţie, respectiv la cartierul Grigorescu-Cluj, Oprişani-Turda şi Dealul Florilor-Dej.

Dintre acestea, cel mai mare şi cel mai reprezentativ este cartierul Grigorescu-Cluj, unde s-a executat un număr însemnat de apartamente, utilizînd următoarele soluţii constructive: zidărie portantă cu planşee prefabricate la clădirile p+4 etaje, diafragme, stîlpi şi planşee din beton armat monolit la p+9 etaje şi executarea blocurilor turn de p+9 etaje cu cofraje glisante.

Pe baza studiilor INCERC, care au determinat indicii plafon de consum de manoperă pe apartament, pe metru pătrat de arie desfăşurată şi pe faze de lucrări, s-a trecut la experimentarea acestora. În acelaşi timp, s-a pus în aplicare o serie de măsuri organizatorice pentru asigurarea reuşitei acţiunii pornite.

În acest scop, s-au stabilit căile de creştere a productivităţii muncii, s-a întocmit planul de măsuri pentru reducerea numărului de ore pe fiecare operaţiune şi apartament, s-au făcut îmbunătăţiri în organizarea brigăzilor şi a extinderii acordului global.

Pentru fiecare obiect în parte s-a elaborat fişa limită de manoperă, pe fazele de execuţie, pe baza cărora normatorii şi maiştrii au avut posibilitatea să cunoască stadiul realizărilor în continuare.

Pe linie de producţie şi pe linie tehnică, s-au pus în aplicare măsuri foarte eficace, ca: specializarea loturilor (lame, glisări, zidărie, finisaj), corelarea planurilor operative între construcţii şi instalaţii, precum şi alte măsuri prevăzute în planul tehnic şi planul M.T.O., ca: prepararea centralizată a betoanelor şi mortarelor, folosirea schelelor metalice şi suspendate, utilizarea treptelor de mozaic prefabricate cu înlocuiri de plinte, vopsitoria mecanizată etc.

La cartierul Grigorescu-Cluj, care totalizează 2 056 apartamente fizice, respectiv 2 325 apartamente convenţionale, rezultatele pe linia de consum ore sînt cele indicate în tabela 1.

Indicii de consum şi indicii de suprafaţă, pe baza cărora sînt calculate detaliile din tabela 1, au fost îmbunătăţiţi pe parcurs, în baza circularei C.S.C.A.S. nr. 1 604 din 22 aprilie 1965. Pentru blocurile turn, indicele de consum de 2 300 ore a fost stabilit intern, în perioada respectivă nefiind stabiliţi indicii de către INCERC.

Din tabelele prezentate, rezultă că, pe total, la toate cele trei structuri, s-a reuşit să se înscrie orele consumate, în ore limitate, în funcţie de indicii de consum, realizîndu-se la zidăria portantă 2 024 ore, faţă de 2 100 ore admisibile, la sistem fagure 2 301 ore, faţă de 2 600 ore admisibile, iar la cofraj glisant 2 146 ore, faţă de 2 300 ore stabilite pe apartamente convenţionale. În procente, faţă de orele planificate, revine 96,38 %, 88,50 % şi 93,30 %.

Deci, faţă de orele planificate, consumul de ore relativ cel mai redus s-a înregistrat la sistemul fagure. Acest lucru a fost posibil datorită complexităţii măsurilor tehnico-organizatorice puse în aplicare ca: prepararea centralizată a betoanelor şi mortarelor, confecţionarea armăturilor şi cofrajelor în ateliere centralizate, prefabricarea treptelor mozaicate, mecanizarea în întregime a transporturilor pe verticală, stabilirea normelor de muncă, în cazul formei de salarizare în regie, la păsuirea tîmplăriei, completări de tencueli, curăţirea apartamentelor etc., mecanizarea parţială a lucrărilor de vopsitorie şi curăţirea parchetelor, utilizarea materialelor de instalaţii prefabricate la băi etc.

Fig. 2

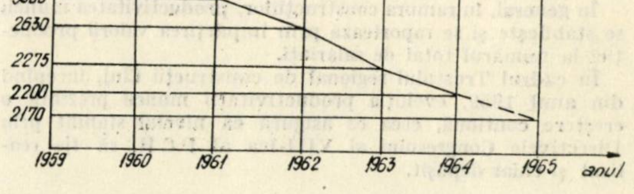


Tabela 2

A. Zidărie portantă + planşeu prefabricat p + 4

Ad/ap. conv. = 68,5 m²

Nr. crt.	Denumirea obiectelor	Nr. ap.		Numărul de ore realizate							Admis conf. indic. CSCAS 1965
		fizic	cant.	Cota O	Roşu	Finisaj	Inst.	Org+Div.	Total	Pe ap. conv.	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Bloc 1 A	58	60,3	10 135	29 293	61 927	21 653	18 317	141 325	2 343	132 057
2	„ 1 B	58	60,3	10 300	29 887	62 814	21 369	16 288	140 658	2 332	132 057
3	„ 1 C	58	60,3	10 216	29 626	62 318	19 912	16 348	138 420	2 295	132 057
4	„ 1 D	72	74,9	11 328	32 853	69 106	26 802	26 813	166 902	2 228	164 031
5	„ 1 E	60	67	8 621	25 007	52 582	26 899	22 203	135 312	2 019	146 730
6	„ 5 B	60	67	19 367	32 341	71 905	17 384	15 643	156 640	2 337	146 730
7	„ 5 C	90	97,3	17 694	36 528	94 384	30 024	18 194	196 824	2 022	213 087
8	„ 2 B	60	58,5	8 370	24 204	49 896	16 245	29 349	128 064	2 189	128 115
9	„ 2 C	40	39	8 467	14 972	42 316	12 503	16 787	95 045	2 437	85 410
10	„ 3 B	60	66,6	10 363	33 299	62 345	20 166	33 135	159 308	2 392	145 854
11	„ 4 C	90	97,4	15 399	53 462	102 739	26 937	52 491	251 028	2 577	213 306
12	„ 2 E	60	58,5	8 968	24 237	39 996	18 191	22 519	113 911	1 947	128 115
13	„ 3 A	80	77,7	15 242	34 429	71 017	24 461	24 276	169 425	2 180	170 163
14	„ 3 C	90	97,3	15 433	42 656	75 375	25 620	36 286	195 370	2 007	213 087
15	„ 4 A	80	77,7	9 002	30 706	62 949	21 796	25 010	149 463	1 923	170 163
16	„ 5 A	80	77,7	15 369	37 038	73 888	23 840	36 731	186 866	2 404	170 163
	TOTAL :	1 096	1137,5	194 274	510 538	1 055 557	353 802	410 390	2 524 561	2 220	2 491 125
	MEDIE PE AP. CONV.		1	172	449	928	311	360	2 220	+30	2 190

B. Diafragme, stîlpi şi planşeu monolit p+ 9

Ad/ap. conv. = 66,5 m².

Nr. crt.	Denumirea obiectelor	fizic	cant.	Cota O	Roşu	Finisaj	Inst.	Org+Div.	Total	Pe ap. conv.	Admis conf. indic. CSCAS 1965
1	Bloc lamă A	80	89,3	15 266	65 873	73 036	31 021	23 720	208 916	2 339	218 785
2	„ „ B	80	89,3	13 864	64 114	88 600	26 530	24 627	217 735	2 438	218 785
3	„ „ C	80	89,3	16 060	66 149	80 144	23 261	15 697	201 311	2 254	218 785
4	„ „ D	80	89,3	15 382	61 683	76 378	20 040	21 691	195 174	2 185	218 785
5	„ „ E	120	134,8	15 909	69 280	120 422	43 107	55 940	304 658	2 260	330 260
6	„ „ F	120	134,8	15 569	60 258	125 973	41 200	58 724	301 724	2 238	330 260
7	„ „ G	120	134,8	15 537	57 491	115 901	37 920	81 874	308 723	2 290	330 260
	TOTAL :	680	761,6	107 587	444 848	680 454	223 079	282 273	1 738 241	2 282	1 865 920
	MEDIE PE AP. CONV.		1	141	584	893	293	371	2 282	−688	2 450

C. Cofraje glisante

Ad/ap. conv.=66,0 m².

Nr. crt.	Denumirea obiectelor	fizic	cant.	Cota O	Roşu	Finisaj	Inst.	Org+Div.	Total	Pe ap. conv.	Admis conf. indic. CSCAS 1965
1	Bloc turn H	40	46,7	14 811	25 794	28 084	12 850	13 301	94 840	2 031	104 141
2	„ „ I	40	46,7	15 628	25 324	33 050	12 941	10 352	97 295	2 083	104 141
3	„ „ F	40	46,7	13 598	20 298	28 786	12 100	12 158	86 940	1 862	104 141
4	„ „ K	40	46,7	9 707	19 892	48 774	13 681	11 908	103 962	2 226	104 141
5	„ „ L	40	46,7	9 757	21 159	43 681	12 171	16 320	103 088	2 207	104 141
6	„ „ M	40	46,7	11 596	22 368	45 823	13 518	16 288	109 593	2 346	104 141
7	„ „ N	40	46,7	10 923	15 930	38 112	11 486	18 805	95 256	2 040	104 141
	TOTAL :	280	326,9	86 020	150 765	266 310	88 747	99 132	690 974	2 114	728 987
	MEDIE PE AP. CONV.		1	263	461	814	273	303	2 114	−116	2 230

Aceste măsuri au contribuit la obţinerea unor rezultate satisfăcătoare şi la celelalte structuri.

În cifre absolute cel mai bun rezultat a fost obţinut la structura din zidărie portantă, cu planşeu prefabricat, unde, pe apartamente convenţionale, s-au consumat numai 2 024 ore.

La blocurile turn consumul de 2 146 ore pe apartament denotă că, în timpul execuţiei, atît pe linie de producţie, cît şi pe linie tehnică şi de organizare a muncii s-au făcut progrese.

Dacă analizăm mai îndeaproape rezultatele şi cauzele acestora, rezultă că, în medie, la cele şapte blocuri executate în cursul anilor 1963—1964, la fiecare fază de lucrări şi în special la faza de roşu rezultatele sînt satisfăcătoare.

Aceasta se datoreşte, pe de o parte, organizării brigăzilor complexe pentru executarea tuturor lucrărilor aferente glisării, iar pe de altă parte, faptului că începînd de la blocul J planşeele au fost prefabricate.

Pentru faza de roşu, indicele pe apartament (conform noilor indici stabiliţi) este de 515 ore, respectiv pentru 46 apartamente convenţionale, 23 690 ore. Faţă de aceasta, la blocurile H şi I, consumurile sînt de 25 794 ore, respectiv de 25 324 ore. La restul de obiecte, realizările la această structură sînt sub cele planificate, şi anume : la blocul J 20 298 ore, la blocul K 19 892 ore, la blocul L 21 159 ore, la blocul M 22 368 ore și la blocul N 15 930 ore. Aceasta reprezintă în medie 19 929 ore pe bloc, respectiv 433 ore pe apartament, deci o economie de manoperă directă de 82 ore pe apartamente și o reducere de circa 16 %, față de orele planificate.

Prefabricarea planșeelor pentru blocurile J și K s-a executat pe o pistă centralizată, la circa 300 m distanță de blocuri. Încărcarea planșeelor pe remorci s-a făcut cu ajutorul electropalanului, iar montarea lor, cu macaraua U M B. Pentru blocurile L,M,N, planșeele s-au turnat în pachet, lîngă obiect, în raza de activitate a macaralei. Montarea lor s-a făcut cu o formație de cinci dulgheri, dintre care doi la agățare, unul la semnalizare și doi la așezarea în poziție pe consolele metalice, fixate provizoriu.

Pentru operațiile legate de glisare, brigada a avut următoarea componență :

	7 fierari betoniști
	4 dulgheri
	9 betoniști
	5 zidari (la tencuieli)
	1 zidar (la izolație)
	1 instalator electric de întreținere
	4 mecanici
	2 instalatori (pentru poziții)
Total	33 muncitori.

Tabela 3

Blocul	Ore consumate pentru :		
	montare	glisare	demontare
H	1 250	8 520	680
I	1 050	7 760	620
J	1 035	7 840	630
K	1 010	7 690	600
L	1 060	7 670	621
M	990	7 440	631
N	1 050	7 520	622

Brigada cu componența de mai sus este rezultatul repartizării juste a sarcinilor fizice de muncă, dintre care amintim următoarele :

— beton armat în diafragmă	596 m^3
— oțel-beton în diafragmă	31 100 kg
— suprafață cofrată	9 010 m^2.

Sub forma aceasta de organizare a forței de muncă, realizarea normelor și salariilor este de 115—125 %.

În cadrul fazei de roșu s-au evidențiat separat operațiile de pregătire a cofrajelor glisante (asamblarea panourilor gata confecționate, glisarea propriu-zisă, inclusiv armătura, betoanele, tencuielile, izolațiile hidrofuge și demontarea cofrajelor glisante — tabela 3).

Este remarcabil faptul că, pe cînd la celelalte structuri, în general, cheltuielile de regie sînt la un nivel ridicat, la blocurile turn, manopera indirectă realizată este sub cea stabilită, conform indicilor, respectiv, în medie pe apartament, 310 ore față de 380 ore plan.

Spre orientare, prezentăm în figura 2 evoluția consumurilor de ore pe apartamente înregistrate la T.R.C.-Cluj.

Sarcinile care stau în fața noastră, pe această linie, sînt, în primul rînd, ca față de rezultatele din 1964, obținute în cartierul Grigorescu-Cluj, să realizăm o reducere de circa 30 ore pe apartamente în noul cartier Gheorghieni-Cluj, unde avem condiții mai bune pentru executarea lucrărilor în termen scurt, cu preț de cost redus și cu productivitate crescută.

Printre altele amintim utilizarea cofrajelor coborîtoare de la blocurile turn și aplicarea tencuielilor interioare cu mijloace mecanizate.

De asemenea, considerăm bine-venită dispoziția conducerii Trustului regional de construcții Cluj, pe baza căreia, începînd din anul 1965, în acțiunea de urmărire și reducerea consumurilor de ore pe apartamente, au sarcini concrete și serviciile producție, tehnic, mecanizare și tehnolog, care, în colaborare cu serviciul organizarea muncii, vor analiza, de la caz la caz, modul cum se planifică și cum se urmăresc consumurile de ore și realizarea obiectivelor planului M.T.O.

Comportarea la oboseală a șuruburilor pretensionate folosite în construcțiile metalice

Ing. D. Ivan și ing. V. Ghimeș

I. GENERALITĂȚI

Unele avantaje economice și tehnice au făcut ca, în multe cazuri, asamblările nedemontabile prin nituire să fie înlocuite de îmbinări pretensionate cu șuruburi [10].

În lucrarea de față, pornind de la unele particularități ale îmbinărilor prin șuruburi pretensionate, se încearcă a se preciza domeniul de folosire a acestui tip de asamblare și măsurile speciale care trebuie avute în vedere la proiectare și execuție, ținînd seamă de comportarea la oboseală.

În principiu, în structurile metalice pot apărea trei cazuri de asamblări pretensionate, în funcție de direcția de solicitare față de suprafețele de contact și anume :

1) Solicitare paralelă cu suprafețele de contact (fig. 1).

2) Solicitare perpendiculară pe suprafețele de contact (fig. 4).

3) Solicitare concomitentă-paralelă și în același timp perpendiculară pe suprafața de contact (fig. 5).

1) Solicitarea paralelă cu suprafața de contact

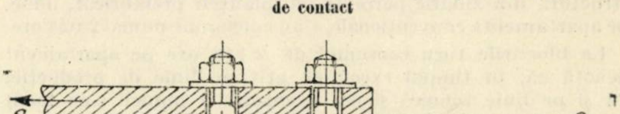
În primul caz de solicitare, în funcție de valorile forțelor respective, pot apărea, în principiu, următoarele două situații distincte :

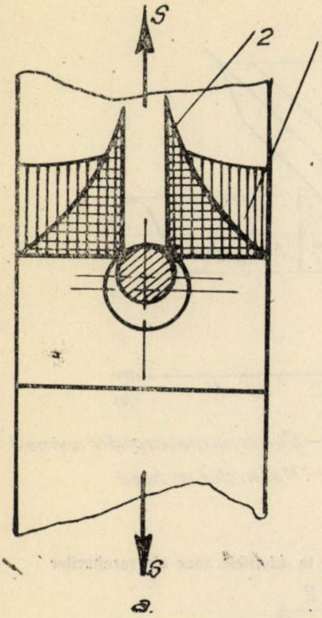
$$a)\ S < \mu F_0 \qquad (1)$$

În această situație piesele asamblate, în contact, își păstrează pozițiile relative. Dacă forțele S sînt variabile în timp, atunci în mod corespunzător va apărea o solicitare la oboseală a pieselor asamblate și o solicitare de *oboseală a aderenței*.

Comportarea la oboseală a pieselor asamblate trebuie studiată, ținînd seamă de faptul că găurile de șurub concentrează în mai mică măsură tensiunile, avînd o distribuție ca în figura 2 b, datorită descărcării parțiale prin frecare, spre deosebire de situația din figura 2 a [1]. Încercările de oboseală efectuate la I.C.T.Tc. București, pe plăci asamblate cu șuruburi pretensionate, au scos la iveală o micșorare a forței

Fig. 1. Solicitarea asamblărilor cu șuruburi pretensionate paralel cu suprafețele de contact





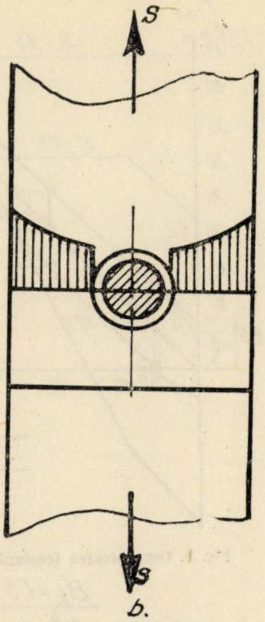
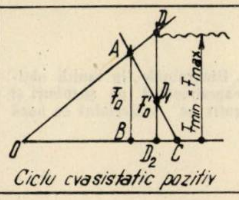
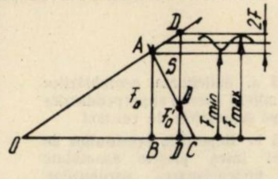
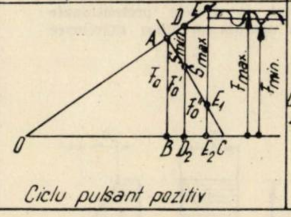


Fig. 2 a. Concentrarea tensiunilor la contactul cu gaura:
1 – a șurubului pretensionat; 2 – a șurubului nepretensionat

Fig. 2 b. Concentrarea tensiunilor la o asamblare pretensionată

Tabela 1

Poz.	Diagrama caracteristică	R	Forțele de exploatare		R	Forțele în șurub	
			S	S		F	F
1	 Ciclu cvasistatic pozitiv	+1	$S_{min} = S_{max} = S$		+1	$F_{min} = F_{max} = S + F_0$	
2	 Ciclu pulsant pozitiv	0	0	$S_{max} = S$	$0 < R < 1$	F_0	$S + F_0'$ sau $F_0 + 2F_v$
3	 Ciclu pulsant pozitiv	$0 < R < 1$	S_{min}	S_{max}	$0 < R < 1$	$S_{min} + F_0$	$S_{max} + F_0''$

de prestrîngere prin reducerea momentului de răsucire aplicat cu 8–15%.

Probele încercate la oboseală prin tracțiune (fig. 3 a și 3 b) s-au rupt în zona de trecere de la partea nestrînsă la partea strînsă de șuruburi prin intermediul ecliselor și nu în zonele slăbite de practicarea găurilor.

Oboseala aderenței sub aspect fizic ar însemna o schimbare a stării suprafeței în sensul micșorării coeficientului de frecare și care în final ar conduce la situația b (noțiunea de oboseală a aderenței este improprie, deoarece nu există nici o asemănare între acest proces și distrugerea prin oboseală).

b) $S > \mu F_0$ (2)

Piesele asamblate capătă o deplasare reciprocă, alunecînd, se distruge asamblarea cu prestrîngere și șuruburile sînt solicitate în final la forfecare [6]. Dacă forțele de exploatare S sînt variabile în timp, piesele sînt solicitate la oboseală. Trebuie menționat că, spre deosebire de un șurub nepretensionat, unde concentrarea tensiunilor prezintă vîrfuri periculoase, la alunecarea pieselor, cînd tija cilindrică vine în contact direct cu gaura, valoarea maximă a tensiunilor este cu 15–20 % mai mică decît în starea nepretensionată (fig. 2 a), ceea ce atestă o comportare la oboseală mai bună a pieselor chiar și în această situație.

Se constată că în ambele situații, menționate mai sus, șurubul nu este solicitat la oboseală prin întindere.

2) Solicitarea perpendiculară pe suprafața de contact

Și în acest caz trebuie analizate pe rînd situațiile distincte care apar:

a) $S < S_L$ (cazul frecvent întîlnit în exploatare). (3)

Urmărind pe diagrama forță-deformație, după apariția forței de exploatare S, din forța F_0, mai rămîne în șurub numai o parte F_0' care menține în stare comprimată suprafețele în contact.

b) $S = S_L$ (4)

S_L se poate exprima în funcție de forța de prestrîngere inițială și deformații

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{F_0}{\Delta_{lS}} \qquad (5)$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{S_L}{\Delta_{lS} + \Delta_{lP}}. \qquad (6)$$

Egalînd cele două expresii se obține:

$$\frac{F_0}{\Delta_{lS}} = \frac{S_L}{\Delta_{lS} + \Delta_{lP}} \quad (7) \qquad S_L = \frac{\Delta_{lS} + \Delta_{lP}}{\Delta_{lS}} \cdot F_0. \quad (8)$$

Se constată că forța de exploatare limită (critică) S_L este totdeauna mai mare decît F_0 (și nu egală cum ar părea la prima vedere). Egalitatea celor două forțe există numai pentru $\Delta_{lP} = 0$ (piesele infinit rigide).

c) $S > S_L$ (9)

Depășirea forței de exploatare limită întinde suplimentar șurubul, astfel încît cele două suprafețe în contact se destind complet și chiar se pot depărta – creînd un interstițiu.

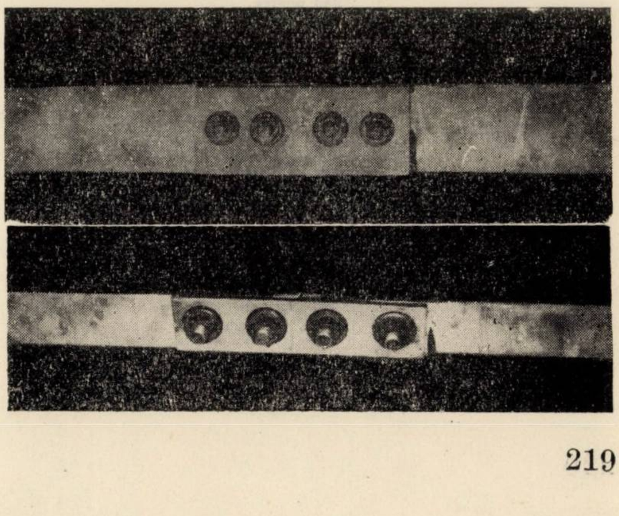
Dintre cele trei situații posibile, ultimele două trebuie evitate, deoarece aspectul asamblării pretensionate dispare.

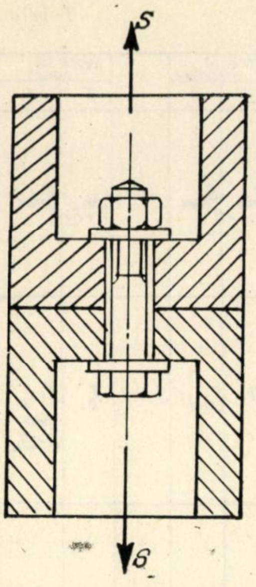
Pentru forțe de exploatare variabile în timp în situația $S < S_L$ în funcție de valorile forțelor de exploatare S_{min} și S_{max}, în șuruburi pot apărea ciclurile din tabela 1.

Ciclul cvasistatic pozitiv de la poz. 1 se asimilează cu o solicitare statică. Ciclurile trecute în poz. 2 și 3 sînt cazurile frecvent întîlnite.

Valorile limite care pot fi obținute variază de la $S_{min} = 0$ la $S_{max} \leqslant F_e - F_0'$ (F_e limita elastică a oțelului din care se confecționează șuruburile), în care caz corespunde un

Fig. 3 a și 3 b. Probe realizate cu șuruburi pretensionate rupte la oboseală prin tracțiune





← Fig. 4. Solicitarea asamblărilor cu şuruburi pretensionate perpendicular cu suprafeţele de contact

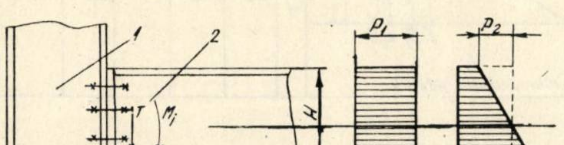
Fig. 8. Diagramele tip Smith obţinute experimental pe şuruburi şi comparativ pe materialul de bază →

Fig. 5 a. Solicitarea asamblărilor concomitent paralel şi perpendicular pe suprafeţele de contact

Fig. 5 b. Repartiţia presiunilor de contact între piesele asamblate după pretensionarea şuruburilor

Fig. 5 c. Repartiţia presiunilor de contact la piesele pretensionate după apariţia sarcinilor exterioare

↓


1
2
T
M_i
H
p_1
p_2
a.
b.
c.

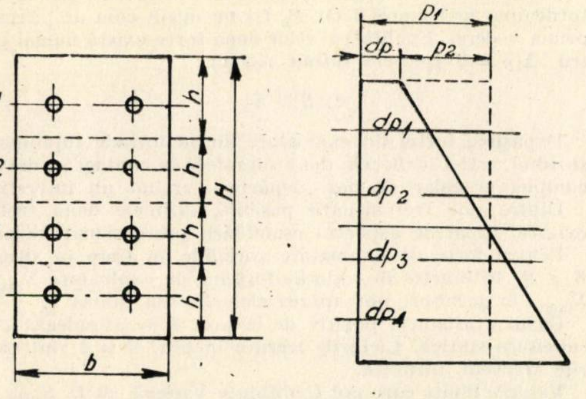
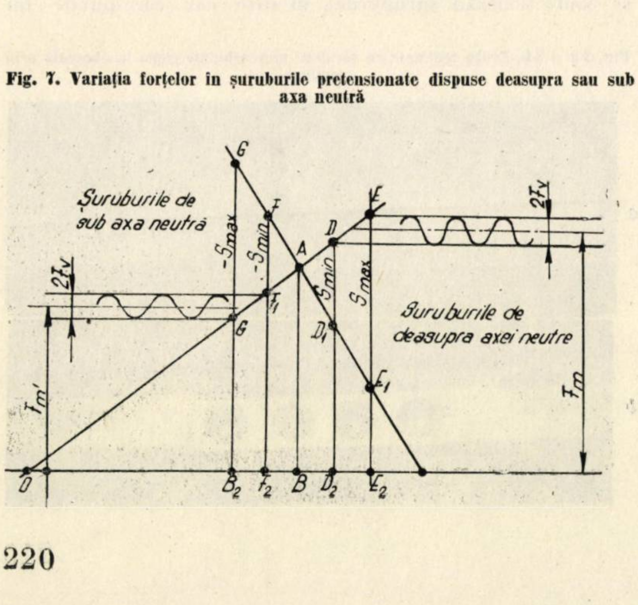

1
2
3
1
h
h
h
h
H
b
p_1
dp
p_2
dp_1
dp_2
dp_3
dp_4

Fig. 6. Reducerea solicitării concomitente de solicitările simple analizate anterior

Fig. 7. Variaţia forţelor în şuruburile pretensionate dispuse deasupra sau sub axa neutră


Şuruburile de sub axa neutră
Şuruburile de deasupra axei neutre
G
I
E
D
A
$-S_{max}$
$-S_{min}$
S_{min}
S_{max}
$2F_v$
$2F_v$
F_1
G
D_1
E_1
F_m'
F_m
O
B_2
F_2
B
D_2
E_2

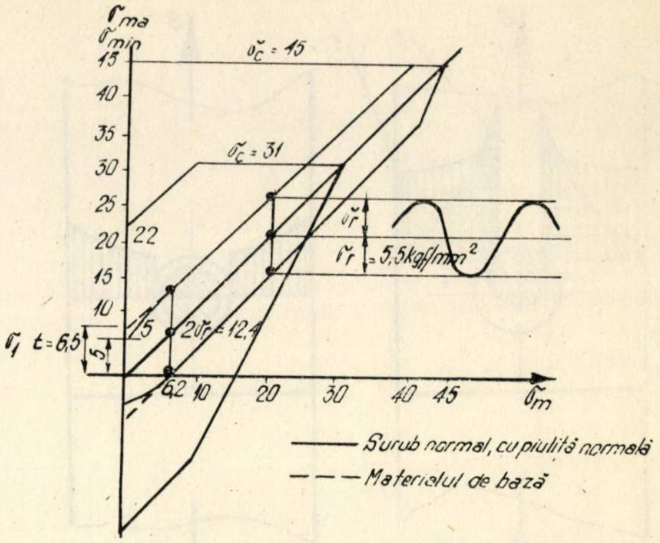
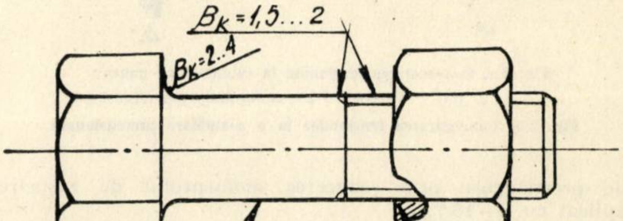


Fig. 9. Concentrarea tensiunilor în diferitele zone ale şuruburilor


$\beta_K = 1{,}5 \ldots 2$
$\beta_K = 2..4$
$\beta_K = 1 \ldots 2$
$\beta_K = 5 \ldots 8$

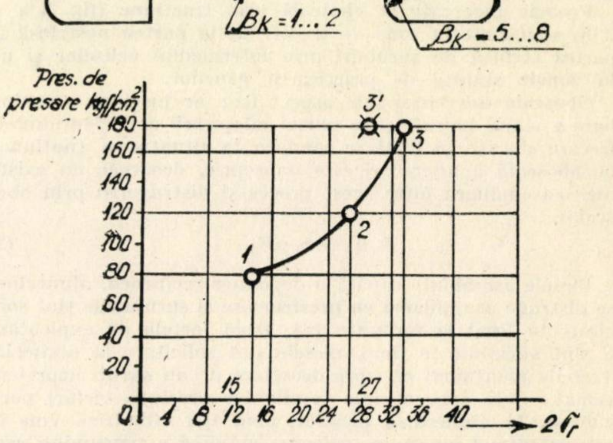
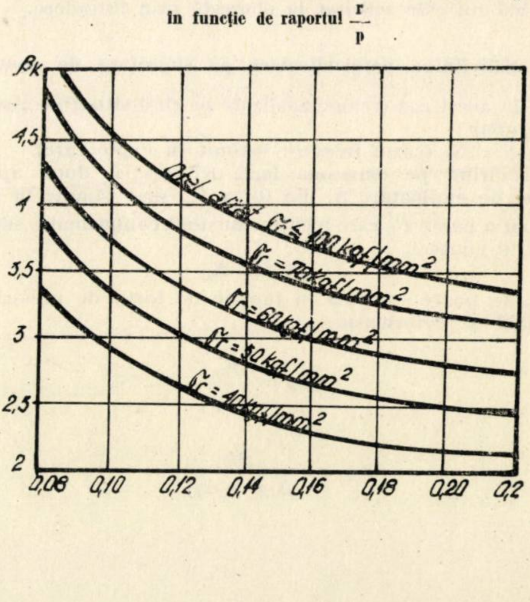


Fig. 10. Variaţia cimpului de oscilaţie ($2\sigma_v$) în funcţie de regimul de presare a filetului

Fig. 11. Variaţia coeficientului de concentrare a tensiunilor β_k în funcţie de raportul $\frac{r}{p}$



$F_{min} = F_0$, iar $F_{max} \leqslant F_e$. În acest caz se constată că șuruburile sînt solicitate la oboseală prin tracțiune repetată cu coeficienți de asimetrie cuprinși între zero și +1, ceea ce conduce la concluzia că, atîta timp cît se urmărește menținerea forței de pretensionare F_0 în șuruburi, nu pot apărea alte cicluri.

3) Solicitare concomitentă, paralelă și perpendiculară pe suprafețele în contact (fig. 5 a)

În cazul cel mai general, o asamblare cu șuruburi poate fi solicitată ca în figura 5 a de o forță T și de un moment încovoietor M_i. Se remarcă că în acest caz sînt reunite cele două cazuri simple analizate anterior [3].

Presupunînd că șuruburile sînt montate la distanță egală, se poate admite că presiunea pe suprafețele în contact ale pieselor asamblate, după pretensionare, este repartizată uniform, cele două piese comportîndu-se ca una singură (fig. 5 b); cînd acționează momentul M_i, fibra neutră, datorită simetriei, va fi situată la mijloc și repartiția presiunii de-a lungul asamblării este ca în figura 5 c.

Se poate considera că fiecare rînd de șuruburi acționează asupra unei zone de lățime b și dă înălțime h, fiecare zonă putînd fi asimilată cu un caz elementar tratat la punctul 2 (fig. 6).

Se constată că atîta timp cît momentul M_i își păstrează sensul, șuruburile de deasupra axei neutre vor fi solicitate suplimentar la tracțiune, iar cele de sub axa neutră se vor descărca. Dacă forțele care solicită elementul sînt variabile în timp, atît șuruburile de deasupra axei neutre, cît și de sub axa neutră sînt solicitate la oboseală după ciclurile arătate în figura 7.

Pentru șuruburi egal depărtate de o parte și de alta a axei neutre, cîmpurile de oscilație ($2\,F_v$) sînt egale, diferind numai forțele (tensiunile) medii ($F_m \neq F'_m$).

Experimental s-a constatat că, în general, comportarea la oboseală este influențată în mod direct de cîmpul de oscilație, astfel că și șuruburile care se descarcă sînt solicitate la oboseală și trebuie dimensionate ca atare.

Tabela 2

Poz.	Materialul		Diam. șurub	Caracteristicile materialului		Valorile lui σ_r pentru:				OBS.
				σ_r/σ_c	σ_{-1}	$\sigma_m = 15$	$\sigma_m = 20$	$\sigma_m = 25$	$\sigma_m = 45$	
1	Oțel carbon de calitate	A	1/2″	45/—	—	—	7,5	—	—	[4]
		P	1/2″	45/—	—	—	7,5	—	—	
2	Oțel carbon de calitate	A	1/2″	60/—	—	—	7,5	—	—	Material îmbunătățit în prealabil [4]
		P	1/2″	60/—	—	—	10,0	—	—	
3	Oțel carbon de calitate	P	*M*12	90/65	40	—	6,6	—	4,8	[8]
4	Oțel carbon de calitate	A	*M*12	130/—	—	—	—	7,9	—	[9]
		P	*M*12	130/—	—	—	—	12,5	—	[9]
5	Oțel carbon de calitate	A	*M*12	130/—	—	—	—	14,5	—	Fundul filetului ecruisat [9]
		P	*M*12	130/—	—	—	—	16		
6	Idem	A	*M*12	72/—	—	6—7	—	—	—	[9]
		P	*M*12	72/—	—	9,5—11	—	—	—	
7	Idem	A	*M*12	72/—	—	10	—	—	—	Fundul filetului ecruisat [9]
		P	*M*12	72/—	—	11	—	—	—	
8	Oțel crom molibden	A	—	100/—	—	—	7	—	—	Îmbunătățit prealabil [4]
		P	—		—	—	6,5	—	—	
9	Idem	A	—	100/—	—	—	14	—	—	Îmbunătățit prealabil și fundul filetului ecruisat [4]
10	Oțel crom molibden-vanadiu	A		—	—	—	8			Prealabil tratament termic [4]
		P		—	—	—	6			
11	Oțel crom vanadiu	A				—	8,4	—	7	Îmbunătățit prealabil [8]
		A	*M* 14 ×1,5	110/90	a)	—	5,6	—	5	Îmbunătățit ulterior [8]
		P			44 b)		9	—	7,4	Îmb unătățit prealabil [8]
		P			c)		6,4	—	5,6	Îmbunătățit ulterior [8]
12	Oțel crom vanadiu	A				—	—	8,1	—	Îmbunătățit prealabil $r = 0{,}162$ Z piuliță normală [8]
		A			44	—	—	8,6	—	Îmbunătățit prealabil $r = 0{,}288$ piulița normală [8]
		A	*M*14× 1,5	110/90		—	—	15	—	Îmbunătățit prealabil $r = 0{,}288$. Fundul filetului ecruisat [8]

A – așchiere
P – presare (rolare)

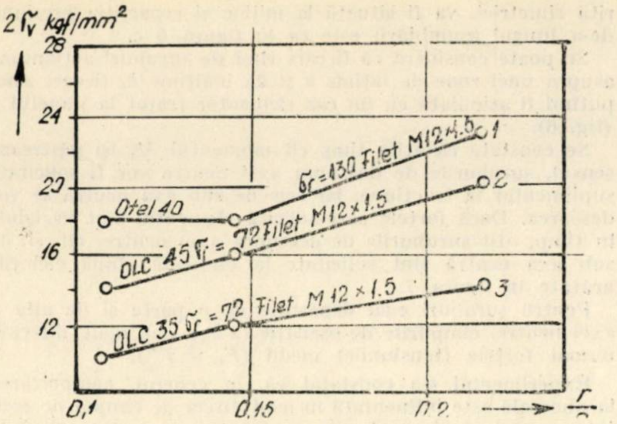


Fig. 12. Variaţia cimpului de oscilaţie pentru diferite oţeluri în funcţie de raportul $\frac{r}{p}$

Din cele arătate, se constată că în mod real la unele asamblări pretensionate (cazurile 2 şi 3), datorită variaţiei în timp a forţelor exterioare, în şuruburi, apar solicitări la oboseală care conduc, în cazul în care nu se dimensionează în consecinţă, la distrugeri prin oboseală. În cazul 3, prin abaterile suprafeţelor de la perpendicularitatea pe axa şurubului, apar solicitări suplimentare de încovoiere care înrăutăţesc comportarea la oboseală.

II. PRINCIPALII FACTORI CARE INFLUENŢEAZĂ COMPORTAREA LA OBOSEALĂ A ŞURUBURILOR PRETENSIONATE

Determinarea rezistenţei la oboseală nu se poate face pe epruvete netede, confecţionate în acest scop din acelaşi material ca şurubul, deoarece rezistenţa la oboseală este influenţată de o serie de factori. Se poate defini în acest scop un coeficient β care să ţină seamă de micşorarea rezistenţei la oboseală a şurubului, faţă de oţelul din care a fost confecţionat

$$\beta = \frac{\sigma_P\,(\text{oţel})}{\sigma_R\,(\text{şurub})}. \tag{10}$$

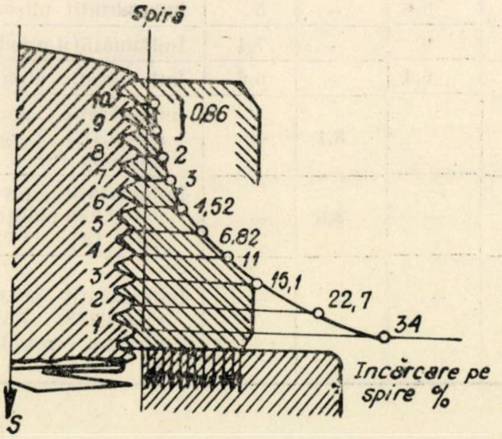
În figura 8 sînt prezentate rezultatele obţinute pe şuruburi din oţel carbon obişnuit solicitate la oboseală, cu caracteristicile mecanice :

$$\sigma_r = 50\ \text{kgf/mm}^2\,;\ \sigma_c = 31\ \text{kgf/mm}^2\ \text{şi}\ \sigma_{-1}t = 22\ \text{kgf/mm}^2.$$

Se constată că rezistenţa la tracţiune a şurubului este mai mare decît limita de curgere a oţelului. Valoarea cea mai mare a cîmpului de oscilaţie $2\sigma_v$ s-a obţinut pentru $R = O$ pentru care $\sigma_{ot} = 12{,}4$ kgf/mm² şi scade pînă la $2\sigma_v = 11$ kgf/mm² pentru valoarea maximă a lui σ_m. Prin extrapolare s-a găsit

$$\sigma_{it} = 6{,}5\ \text{kgf/mm}^2\ \text{pentru}\ \sigma_m = 0.$$

Fig. 13. Distribuţia sarcinii pe diferitele spire ale piuliţei



Această valoare nu reflectă realitatea, deoarece, în cazul solicitării alternante simetrice, apare o solicitare suplimentară, cauzată de jocul flancurilor filetului — un fel de şoc — şi valorile efective sînt mai mici [8].

Dacă se analizează un şurub, se constată că, în diferitele zone, concentrarea tensiunilor se face în mod diferenţiat (fig. 9), astfel că atenţia cercetătorilor a fost îndreptată, în primul rînd, asupra zonelor de concentrare puternică, în vederea micşorării acestor concentrări.

În cele ce urmează se insistă asupra măsurilor de ordin tehnologic şi constructiv care trebuie luate la executarea filetului, în scopul îmbunătăţirii comportării la oboseală.

1) Influenţa procesului de filetare a tijei şurubului

a) *Executarea filetului.* În tabela 2 se prezintă comparativ rezultatele obţinute de diferiţi cercetători pe şuruburi cu filetul executat prin aşchiere sau presare cu diametre cuprinse între 12—14 mm, executate din oţeluri carbon de calitate, sau din oţeluri aliate.

O analiză a rezultatelor din tabela 2 arată că cel mai mare cîmp de oscilaţie $2\sigma_v$ este suportat atunci cînd filetul este realizat prin presare după îmbunătăţirea oţelului (poz. 11 b din tab. 2). Dacă realizarea filetului prin presare nu este posibilă pe oţelul îmbunătăţit, atunci este mai avantajos, din punct de vedere al comportării la oboseală, să se taie filetul (poz. 11 a tab. 2), decît să se facă o îmbunătăţire după presare (poz. 11c tab. 2).

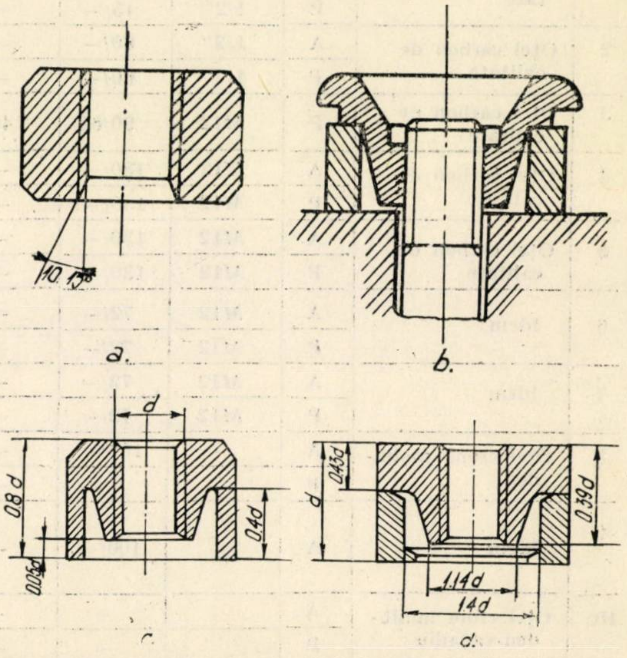


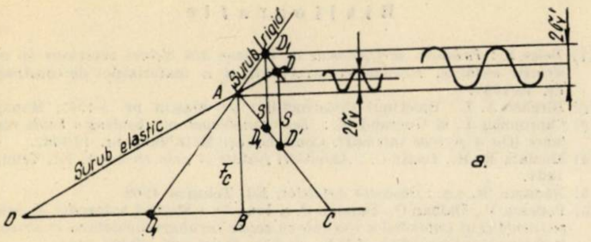
Fig. 14. Variante constructive de piuliţe care uniformizează încărcarea spirelor

a) piuliţă cu filetul teşit începînd cu prima spiră; *b*) pilul̦iţă sprijinită la partea superioră cu formă specială; *c*) piuliţă elastică de construcţie specială; *d*) piuliţă sprijinită la partea superioară cu inel elastic

Regimul cu care se face presarea poate influenţa considerabil rezistenţa la oboseală [4]. Încercările experimentale efectuate pe şuruburi, cu filete realizate cu diferite regimuri de presare, au condus la rezultatele înscrise în diagrama din figura 10.

Punctul 1 corespunde unui timp de presare de 2 *s*, punctul 2 pentru 3 *s*, iar punctul 3 pentru 6 *s*. Se constată că mărind timpul de presare de la 6 la 10 *s*, pentru aceeaşi valoare a presiunii de presare ($p = 180$ kgf/mm²), cîmpul de oscilaţie suportat de şurub ($2\sigma_v$) scade.

b) *Forma filetului.* În ceea ce priveşte forma filetului, o importanţă mare trebuie acordată razei de racordare a fundului spirei. În figura 11 se arată variaţia coeficientului



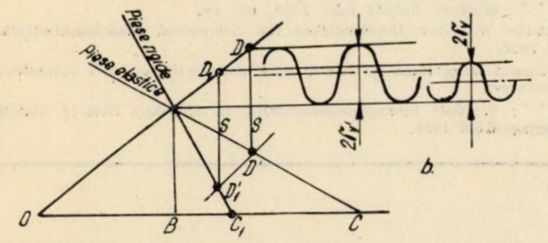


Fig. 15 a. Reducerea cîmpului de oscilaţie $2\,\sigma_v$ în cazul şuruburilor elastice
Fig. 15 b. Reducerea cîmpului de oscilaţie $2\,\sigma_v$ prin sporirea rigidităţii pieselor asamblate

β_k în funcţie de raportul r/p pentru şuruburi confecţionate din diferite oţeluri.

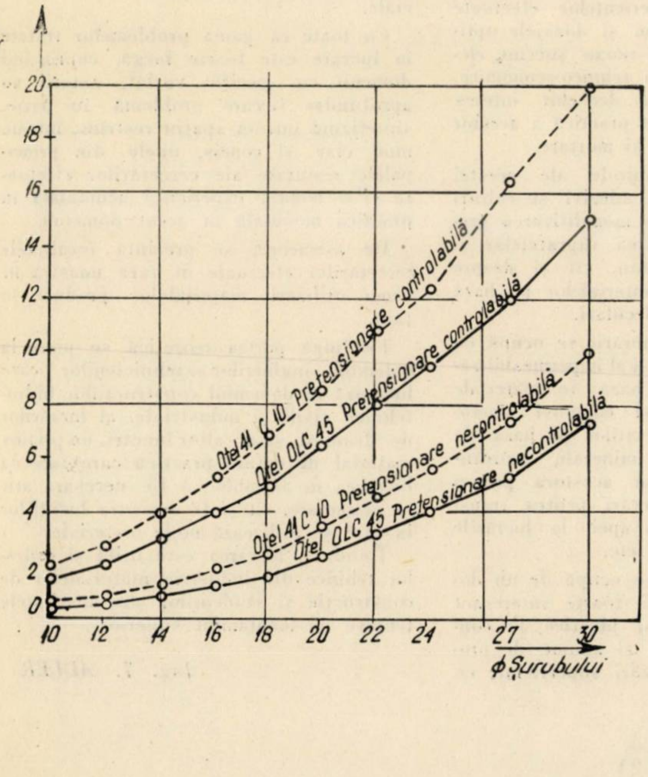
Se recomandă ca r/p să fie cuprins între 0,19 şi 0,21 pentru care β_k are valori minime şi deci rezistenţa la oboseală va fi maximă. În lucrarea [8] se prezintă rezultatele experimentale obţinute prin mărirea raportului r/p. Se constată şi în acest caz rezultate îmbunătăţite în ceea ce priveşte comportarea la oboseală, faţă de o execuţie normală (tab. 3).

Prin rolarea ulterioară a fundului filetului cu o rază mărită (poz. 3 din tab. 3) se obţine o sporire a rezistenţei la oboseală. Valoarea presiunii de rolare în acest caz trebuie să corespundă materialului şurubului şi se aplică pe fundul filetului fără a deforma flancurile profilului.

Rezultate asemănătoare au fost obţinute şi de Wiegand H. şi Haas B. (fig. 12). Se constată că pentru acelaşi oţel creşterea cîmpului de oscilaţie ($2\,\sigma_v$) este proporţională cu creşterile raportului r/p dacă suprafaţa flancurilor şi fundul filetului au un grad de rugozitate redus.

c) *Influenţa formei constructive a piuliţei.* Comportarea la oboseală a asamblărilor cu şuruburi pretensionate depinde în mare măsură de forma piuliţei şi în special de distribuţia sarcinii pe diferitele spire ale piuliţei.

Fig. 16. Forţele de prestrîngere iniţială pentru **OLC 45** şi **41 C10** în funcţie de diametrul şurubului (valori informative)



În figura 13 se prezintă după N. E. Jukovski distribuţia sarcinii, în cazul unei piuliţe de construcţie normală. Se constată că primele spire sînt puternic încărcate, celelalte preluînd o parte neînsemnată din sarcină. Acest fenomen înrăutăţeşte comportarea la oboseală a şuruburilor. O îmbunătăţire în acest sens s-a obţinut prin modificarea constructivă a piuliţei, astfel ca încărcarea să fie mai uniformă. Rezultatele obţinute indică o sporire a rezistenţei la oboseală faţă de piuliţele normale de 20% în cazul variantei constructive *a*, de 40% în cazul variantei *b* şi de 60% în cazul variantei *c* (fig. 14).

Experimentările efectuate de [8] cu piuliţe cu forme din figura 14 d, montate pe şuruburi rolate şi ulterior mărind raportul r/p la 0,192 tot prin rolare, cîmpul de oscilaţie a şuruburilor din poz. 3 tabela 3 a crescut cu 40%; valoare foarte mare avînd în vedere faptul că aceasta reprezintă o creştere absolută a rezistenţei la oboseală.

Pe şuruburile din oţeluri aliate, se poate obţine o îmbunătăţire substanţială în ceea ce priveşte comportarea la oboseală de 3—4 ori, printr-o combinare judicioasă a mai multor măsuri de ordin constructiv sau tehnologic cum ar fi: mărirea razei fundului filetului, ecruisarea prin rolare ulterioară, folosirea de piuliţe speciale etc.

2) Se ştie că rezistenţa la oboseală depinde în mare măsură de valoarea cîmpului de oscilaţie $2\sigma_v$ şi mai puţin de tensiunea medie σ_m; astfel că prin unele măsuri de ordin constructiv se poate îmbunătăţi comportarea la oboseală a şuruburilor. În cazul şuruburilor elastice, la aceeaşi valoare a forţelor de exploatare $S_{\max}$ şi $S_{\min}$, se obţine un cîmp de oscilaţie mai redus (fig. 15 a). (Este important de menţionat că şuruburile elastice preiau mult mai bine şocurile).

Tabela 3

Poz.	Execuţia filetului	Mărimea filetului	Rap. r/p	$\sigma_m \pm \sigma_v$	$\Delta\sigma_r\%$
1	Filet strunjit	$M14\times1{,}5$	0,108*)	$25\pm4{,}5$	100
2	Filet strunjit	$M14\times1{,}5$	0,192	$25\pm5{,}15$	112
3	Filet strunjit cu $r/p = 0{,}108$ urmat de o rolare cu rază mărită ($p = 150\text{kgf/mm}^2$)	$M14\times1{,}5$	0,192	$25+5{,}75$	119

*) $r/p = 0{,}108$ este valoarea precizată de norma maghiară M.S.Z. 204

Tabela 4

Felul încărcării		C
Forţele cunoscute precis şi montajul este asigurat corect (pretensionarea controlabilă)		1,25...1,75
Forţele sînt cunoscute aproximativ şi pretensionarea necontrolabilă	Pentru şuruburile cu $d > 14$ mm	1,75...2,5
	Pentru şuruburile cu $d < 14$ mm	2,5...3,0

Mărirea elasticităţii şuruburilor poate fi realizată prin micşorarea diametrului şurubului începînd de la ultima spiră a filetului, deoarece în cazul solicitărilor variabile, datorită efectului de concentrare a tensiunilor de spire, secţiunea şurubului în zona nefiletată nu se foloseşte integral.

Reducerea cîmpului de oscilaţie $2\sigma_v$ se obţine şi în cazul unei rigidităţi sporite a pieselor asamblate (fig. 15 b).

III. CONCLUZII

În concluzie, se constată că la unele tipuri de îmbinări, dacă sarcina de exploatare variază în timp, şuruburile pretensionate sînt solicitate la oboseală prin întindere repetată.

La predimensionare trebuie să se ia în considerație efectul solicitărilor variabile prin introducerea în calcul a rezistențelor admisibile corespunzătoare, pentru fiecare oțel în parte, sau prin folosirea de forțe de pretensionare F_0, diferențiate în funcție de calitatea oțelului și de diametrul șurubului (fig. 16).

Pentru verificarea la oboseală trebuie să se țină seamă de forța de pretensionare inițială și de elasticitatea pieselor îmbinate, determinîndu-se un coeficient de siguranță la oboseală care să se compare cu un coeficient de siguranță minim admisibil (tab. 4).

În scopul obținerii de valori certe pentru proiectare, autorii continuă cercetările ca să determine experimental comportarea la oboseală, direct pe șuruburile cele mai frecvent folosite (M 20 și M 24), realizate din oțelurile românești, care au corespuns la încărcările statice (41 C 10 și 41 M_0C 11).

Bibliografie

[1] Beleș I. : *Îmbinări pretensionate cu buloane din oțeluri superioare la construcții metalice.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 10/1961.

[2] Birgher A. I. : Buletinul Construcțiilor de mașini nr. 5/1961, Moscova

[3] Capronnier L. și Guéraud R. : *Les assemblages par boulons a haute résistance (Ou a serrage intensif).* Construction Métallique nr. 12/1962.

[4] Mustafa R. M., Lazăr C. : *Asamblări filetate și prin strîngere.* Ed. Tehnică 1964.

[5] Nădășan Șt. ș.a. : *Oboseala metalelor.* Ed. Tehnică 1962

[6] Popescu V., Dalban C., Damian C. și Ivan D. : *Studiul buloanelor de înaltă rezistență și al îmbinărilor realizate cu aceste șuruburi montate cu prestrîngere* Referat cercetare Bibl. I.P.L. și I.C. București 1962–1964.

[7] * * * : *Stahlbau Bericht* iulie 1959, nr. 19.

[8] Staude W. : *Zur Dauerfestigkeit von Schrauben.* Maschinenbautechnik 11/1962.

[9] Wiegand H. și Haas B. : *Berechnung und Gestaltung von Schraubenverbindungen*

[10] * * * : *Gleitfeste Schraubenverbindungen im Stahlbau.* Heft 12. Stahlbau-Verlags-Köln 1958.

RECENZII

O. Solomon, I. Ionescu, M. Enculescu, I. Mihai

COMPUȘI MACROMOLECULARI ÎN CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE ȘI LUCRĂRI SPECIALE

BUCUREȘTI – EDITURA TEHNICĂ
1966

330 pag., 152 fig., 72 tabele

În ultimul timp, datorită calităților lor deosebite, compușii macromoleculari (masele plastice) au început să fie introduși pe scară largă în sectorul construcțiilor și în industria materialelor de construcții.

Aceasta se explică prin faptul că materialele clasice de masă, utilizate în construcțiile hidrotehnice, în construcțiile de drumuri și la lucrări speciale, în special betoanele și mortarele de ciment precum și pămînturile stabilizate chimic sau mecanic, pe lîngă o serie de calități, prezintă și unele neajunsuri care limitează domeniul lor de aplicare sau necesită cheltuieli importante pentru remedierea lor. Aceste neajunsuri pot fi evitate prin folosirea compușilor macromoleculari în combinație cu materialele clasice sau ca atare.

Cîmpul de aplicabilitate a acestora în construcții hidrotehnice are limite foarte largi, un deosebit interes prezentînd lucrările de impermeabilizare, de protecție anticorosivă, de protecție împotriva agenților fizico-mecanici precum și lucrările de stabilizare, consolidare și impermeabilizare ale pămînturilor.

Pînă în prezent, în țara noastră, s-au publicat puține materiale care au încercat să trateze în mod complex și în profunzime aceste probleme. Lucrarea de față, analizînd detaliat și în lumina ultimelor realizări științifice din țară și de peste hotare problemele enunțate mai sus, aduce un aport important la umplerea unui gol resimțit în literatura noastră de specialitate în domeniul construcțiilor hidrotehnice și al lucrărilor speciale.

Departe de a prezenta un interes pur științific, lucrarea contribuie în mod efectiv și concret la introducerea în practică a unor noi procedee cu o mare eficacitate tehnico-economică.

Lucrarea este constituită din cinci părți și zece capitole.

În prima parte, după unele considerații generale asupra naturii și particularităților compușilor macromoleculari, se prezintă date cu privire la proprietățile fizico-chimice și procedeele de obținere a acestora. Această primă parte are rolul de a familiariza pe inginerii constructori cu noțiunile de bază privind noile materiale pe care le vor folosi curent în anii următori. În partea a doua a lucrării se tratează despre mortare și betoane cu compuși macromoleculari cu lianți minerali și fără lianți minerali, făcîndu-se o analiză amănunțită a unei largi game de mortare și betoane obținute pe bază de lianți minerali și compuși macromoleculari — produse naturale și sintetice.

Pentru betoanele și mortarele cu fiecare din compușii macromoleculari menționați se prezintă proprietățile de bază, domeniile optime de aplicare în practică, rezultatele experiențelor efectuate în diferite țări precum și dozajele optime, de asemenea se redau succint elementele tehnologice și tehnico-economice, ceea ce prezintă un deosebit interes pentru introducerea în practică a acestor noi tipuri de betoane și mortare.

Ultimele două capitole ale acestei părți tratează despre adezivi și chituri pentru rosturi, despre monolitizarea prefabricatelor și repararea suprafețelor și a elementelor de beton, cît și despre verificarea calității materialelor pe bază de compuși macromoleculari.

Partea a treia a lucrării se ocupă cu studiul protecțiilor și al impermeabilizărilor superficiale pe bază de materiale cu lianți minerali și compuși macromoleculari și al protecțiilor pe bază de materiale fără lianți minerali, acordîndu-se atenție folosirii acestora pentru baraje de beton, lucrări pentru transportul și acumularea apei, la lucrările de drumuri și poduri etc.

Un capitol aparte se ocupă de un domeniu relativ nou și foarte interesant de aplicare a maselor plastice la construcțiile hidrotehnice și anume de protecții și impermeabilizări superficiale cu pelicule și folii, cu ajutorul cărora se pot crea lacuri artificiale și se pot impermeabiliza cu eficacitate și eficiență economică mărită baraje, rosturi și canale pentru transportul apei.

Partea a patra a lucrării tratează despre stabilizarea și consolidarea pămînturilor cu diferite combinații de compuși macromoleculari, precum și despre factorii care influențează alegerea agentului de stabilizare sau consolidare a pămînturilor și procesul tehnologic de execuție a lucrărilor.

Ultima parte a lucrării, a cincea, se ocupă de studiul comportării materialelor pe bază de compuși macromoleculari la diverse solicitări în construcții hidrotehnice, respectiv la solicitarea materialelor în rosturile construcțiilor hidrotehnice și a lucrărilor speciale, solicitarea protecțiilor construcțiilor hidrotehnice, comportarea compușilor macromoleculari la lucrări de reparații pentru construcții hidrotehnice și solicitarea compușilor macromoleculari în betonul precomprimat și în diverse lucrări speciale.

Cu toate că gama problemelor tratate în lucrare este foarte largă, cuprinzînd domenii cu specific variat, autorii au aprofundat fiecare problemă în parte, sintetizînd într-un spațiu restrîns, într-un mod clar și concis, unele din principalele rezultate ale cercetărilor efectuate și o bogată experiență acumulată în practica mondială în acest domeniu.

De asemenea, se prezintă rezultatele cercetărilor efectuate în țara noastră în urma utilizării materialelor produse în țară.

Pe lîngă partea teoretică se pune la îndemîna inginerilor și tehnicienilor, care lucrează în domeniul construcțiilor hidrotehnice civile și industriale, al lucrărilor de drumuri și al altor lucrări, un prețios material de natură practică care face ca lucrarea în asamblu să fie necesară atît la proiectare, cît și la execuția lucrărilor la care se utilizează noile materiale.

Totodată, lucrarea este utilă și cadrelor tehnice din industria materialelor de construcție și studenților din institutele tehnice de învățămînt superior.

Ing. I. ADLER

„COMBINATUL DE CAUCIUC SINTETIC ŞI PRODUSE PETROCHIMICE"

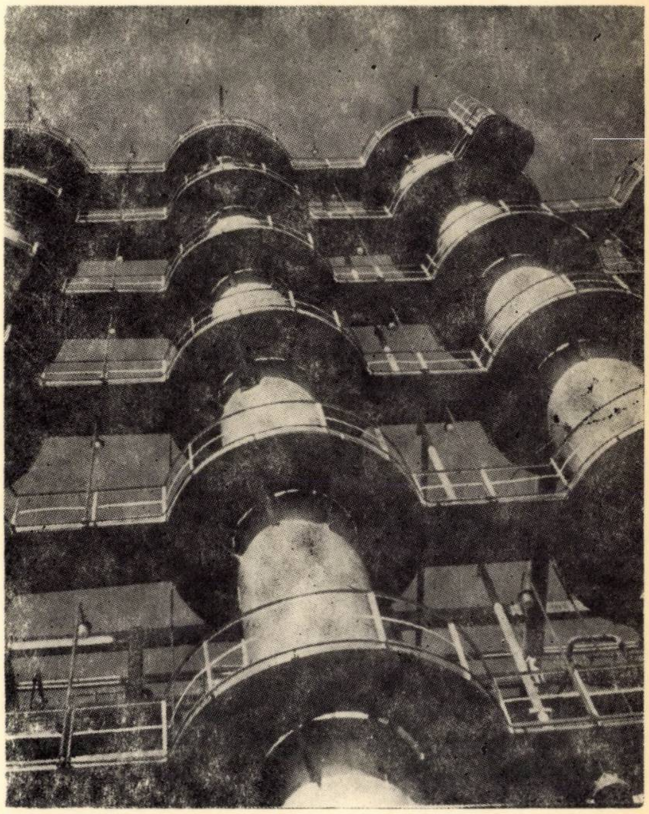
Oraş Gh. Gheorghiu-Dej, Raion Tg. Ocna Reg. Bacău

fabrică:

- polistiren expandat cu denumirea comercială PEX
- polistiren expandat ignifugat cu denumirea comercială PEXI

Denumirea caracteristicii	Unitatea de măsură	Polistiren expandat tip PEX	tip PEXI
Aspect	–	blocuri sau plăci paralelipipedice	
Culoare	–	alb	colorat
Densitatea aparentă	kg/m³	17–22	17–22
Tensiune la compresiune pentru o deformare de 10%	kgf/cm² min.	0,70	0,70
Rezistenţa la forfecare	kgf/cm² min.	4	4
Rezistenţa la rupere la încovoiere statică	kgf/cm² min.	1,50	1,50
Conductivitatea termică	kcal/mh° C max.	0,03	0,03
Gradul de ignifugare	–	nenormat	greu combustibil şi se autostinge
Absorbţie de apă	g apă / 100 cm³ expandat max.	1,5	1,5

Polistirenul expandat se foloseşte cu succes pînă la temperatura de + 75° C, ca izolant termic în construcţiile civile şi industriale şi izolant fonic.



CONCURS PUBLIC ÎN PROIECTARE

Comitetul de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare organizează un concurs în proiectare cu participare nelimitată, cu tema: „Piaţa preuzinală din est a Combinatului Siderurgic Gh. Gheorghiu-Dej – Galaţi".

Vor fi acordate următoarele premii şi menţiuni:

Premiul I	– 15.000 lei
Premiul II	– 10.000 „
Trei menţiuni a cîte	– 4.000 „

Proiectele vor fi predate pînă la 30.IX. a.c. orele 15 la CSCAS.

Tema-program poate fi ridicată de la CSCAS – Secretariatul ştiinţific, Str. Calomfirescu nr. 8 Raion T. Vladimirescu Bucureşti, de la Institutele Centrale de proiectare şi de la D.S.A.P.C.-uri.

Materialul documentar – menţionat în tema-program – va putea fi solicitat de la Serviciul tehnic IPROMET – Str. 13 Decembrie nr. 20, Raion 16 Februarie, Bucureşti, unde pot fi consultate şi planurile generale de amplasare.

1966 OKT 25

FABRICA DE GEAMURI
SCĂENI
Reg. Ploieşti — tel. 11.832

LIVREAZĂ DIN STOC FĂRĂ REPARTIŢIE, PE BAZĂ DE COMANDĂ FERMĂ

următoarele sortimente:

- geam ornament de 4 mm în 9 modele;
- geam armat incolor de 6 mm;
- geam armat ornament de 6 mm;
- geam riglat de 6 mm;
- geam termoabsorbant verzui-albastru de 4—5 mm.

E 1688

REFERÁLVA

R

RGAN
COMITETULUI DE STAT
NTRU CONSTRUCTII
HITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

● A. MIHUL ș. a.: Ginzi cu zăbrele cu talpa inferioară poligonală precomprimată cu armătură preîntinsă ● AL. PAȘNICU: Pod alcătuit din grinzi prefabricate de beton precomprimat montate cu ajutorul funicularului ● R. STOICA, C. STANCU: Utilizarea instalațiilor etajate de filtre aciculare în execuția unui decantor de mare capacitate la Combinatul de fibre artificiale Brăila ● A. VIECELLI, E. BUTNARU: Posibilități de pozare a rețelelor subterane orășenești în galerii edilitare ● C. AVRAM ș.a.: Elemente de beton simplu supuse la torsiune ● C. DALBAN ș.a.: Comportarea în domeniul elastic-plastic a grinzilor continue cu goluri în inimă ● P. MLOSCH: Îmbinările în noduri la schelete de beton armat executate din elemente prefabricate ● I. MOLDOVAN: Calculul structurilor multietajate cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice, folosind metoda „momentelor active" ● N. N. DRĂGHICI: Fundații pentru pompele instalațiilor de încălzire centrală ● ED. JUSTER ș.a.: Restabilirea caracterului monolit al unor fundații de turbogeneratoare cu ajutorul rășinilor sintetice ● I. IONESCU, MARIA ENCULESCU: Asupra metodelor de determinare a rezistenței (mărcii) cimenturilor ● STUDII ȘI CERCETĂRI ● NOTE ● CRONICA ● RECENZII ● DOCUMENTARE.

5
1966
6

ÎNTREPRINDEREA DE MATERIALE IZOLATOARE

BERCENI

PLOIEŞTI TELEFON 13 400 — 13 401

LIVREAZĂ FĂRĂ REPARTIŢIE

1. **VATA MINERALĂ FIBRILIZATĂ** – centrifugată

Caracteristici :
- densitatea aparentă 80–90 kg/m^3
- conţinut de picături reci 2–4%
- coeficient de conductibilitate termică $\lambda = 0{,}033$ kcal/mh°C
- conţinut de lianţi organici —
- temperatura maximă de utilizare 600°C

3. **SALTELE DIN VATĂ MINERALĂ**, îmbrăcate pe ambele feţe cu plasă rabiţ

Dimensiunile la ambele sortimente :
- lăţimea 75–100–150 cm
- lungimea 1–5 m
- grosimea 4–10 cm

2. **ROGOJINI DIN VATĂ MINERALĂ**, îmbrăcate pe o singură faţă cu plasă rabiţ

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1883

Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

5-6

1966

VOLUMUL 18, Nr. 5-6

MAI-IUNIE 1966

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghiţescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Matescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medveţchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

Pag

A. MIHUL, C. LEONTE, M. PATRAŞ, A. CUCIUREANU

Grinzi cu zăbrele cu talpa inferioară poligonală precomprimată cu armătura preîntinsă . . 225

AL. PAŞNICU

Pod alcătuit din grinzi prefabricate de beton precomprimat montate cu ajutorul funicularului 234

R. STOICA, C. STANCU

Utilizarea instalaţiilor etajate de filtre aciculare în execuţia unui decantor de mare capacitate la Combinatul de fibre artificiale Brăila 238

A. VIECELLI, E. BUTNARU

Posibilităţi de pozare a reţelelor subterane orăşeneşti în galerii edilitare 242

C. AVRAM, I. FILIMON, L. SELEŞ, R. CRIŞAN

Elemente de beton simplu supuse la torsiune . 252

C. DALBAN, E. CHESARU, RODICA POPESCU, N. MOSORA, N. GHIŢA

Comportarea în domeniul elastic-plastic a grinzilor continue cu goluri în inimă . . . 256

P. MLOSCH

Îmbinările în noduri la schelete de beton armat executate din elemente prefabricate . . 266

I. MOLDOVAN

Calculul structurilor multietajate cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice, folosind metoda „momentelor active" 272

N. N. DRĂGHICI

Fundaţii pentru pompele instalaţiilor de încălzire centrală 276

ED. JUSTER, LIVIA PETCOV, V. HÎNCU

Restabilirea caracterului monolit al unor fundaţii de turbogeneratoare cu ajutorul răşinilor sintetice 280

I. IONESCU, MARIA ENCULESCU

Asupra metodelor de determinare a rezistenţei (mărcii) cimenturilor 284

STUDII ŞI CERCETĂRI

IDA DUMITRESCU, L. LEFTER

Aprecierea omogenităţii betonului pe baza datelor măsurătorilor nedistructive 297

ŞTEFĂNESCU-GOANGĂ

bservaţii critice referitoare la utilizarea sclerometrelor pentru determinarea rezistenţei la compresiune a betonului 300

. VASILIU

nele aspecte privind stabilirea compoziţiei betonului 307

NOTE

. RACOVIŢĂ

lemente spaţiale în formă de umbrelă folosite în construcţia halelor industriale universale 312

CRONICA

RECENZII

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria : Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136 401.74 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 16

Taxele poştale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

I.P.I. c. 3568

SUMMARY

. MIHUL et alii : Prestressed, polygonial lower boom lattice girders, with pre-
ensionned reinforcement.

The design and the manufacturing technology are presented for prestressed,
olygonial boom lattice girders with pretentionned reinforcement, built up ac-
ording to original processes,cast on dismantable stands, in stacked bundles. The
uthors are considering some results obtained when such girders were loaded
eyond their strength capacity and their actual use in building some roofs in the
egion of Bacău.

As a result of the more rational stress pattern, owing to the pretensionned
einforcements directed according to polygonial mechanically or electrothermaly
retensionned paths (where the detrimental effect of frictions at the breaking
evel was eliminated), the following essential advantages were obtained : a good
tability during erection, transport and handling operations, a reduction of the
nwanted effect caused by the action of horizontal forces, a cutt-off in the steel
nd concrete consumption, a simplification in the executional works and in the
quipment required for pretensionning the reinforcements, and the guaranty of
good protection for the reinforcements.

L. PAŞNICU : A bridge in prestressed concrete prefabricated beams, ca-
leway erected.

The author presents the design, carried out by D.S.A.P. C.-Bucharest, and
lso the main constructive stages of a bridge built up by I.D.P.R.-Bucharest.

The report includes data and indexes on material and man-power consump-
ions, particularlly on the cableway erection of the beams.

. STOICA and C. STANCU: Multi-storey needle filter units used in the construc-
on of a high capacity settling tank at the Complex for Artificial Fibres in
răila.

The report describes the work carried out to achieve a dislevelment of under-
round waters with the help of two multi-storey needle filters, LIU-5 and
IU-2, which made possible to build up ,,in dry conditions" a decantation
ank having 47.00 m. in diameter. Eventually, a dislevelment of 5.7 m in
andy earths was achieved.

The main design data for underground water dislevelment, the erection dia-
ram of the filtering plants, results, benefits, etc., are shown, acording to the
ettling tank constructional characteristics and to the hydro-geological location
onditions.

. VIECELLI and E. BUTNARU : Possibilities of laying urban underground
etworks in galleries of urban public works.

The authors give a comparative analysis of the present approach of laying
nderground networks, and the new approach suggested, i.e. laying them along
ublic work galleries, with due consideration given to the conditions of planning
nd development specific to town agglomerations, and particularly in the new
welling quarters, that is in the zones which are to be rethought and rebuilt;
his applies to a lesser extent in the case of quarters provided with good buil-
ings and good public works. In the introduction, the authors present the
esults obtained abroad with the construction and operation of galleries, and give
n analysis of the economic benefits, of the technical problems arising in such
ircumsances, of work characteristics and of characterstics of a technological
ature, both from the executional and from the operating points of view.

. AVRAM et alii : Plain concrete elements submitted to torsionnal stresses.

The article presents some theoretical and experimental aspects of a study
arried out by the Research section of the INCERC- Timişoara, in collaboration
ith the Polytechnical Institute in Timişoara (Chair for reinforced concrete and
uildings), on the performances of straigth, prismatic plain concrete elements
nder pure torsional stresses.

. DALBAN et alii : Elasto-plastic performances of continuous beams with
oids in the core.

The article presents a method of dimensioning grillages, frequently used in
ndustrial metallic structures; this method was established by the authors on a
heoretical basis and then tested on reduced and full-scale models.

The design of grillages is based on the assumption that in the middle of voids,
t the boom axis, inflexion points are generated. On this basis, it is assumed that
nly axial stresses and shearing efforts are developed in these points, said stres-
es and efforts causing, at the void corners, normal and tangential unit stresses
hich, up till now, were not to excede the admitted strength for the material
nvolved.

In such a situation, the loading capacity of these grillages is limited by the
dmitted strength for the material.

However, taking into account plastic strains developed at the void corners,
he actual loading capacity of the beams is far higher. This loading capacity, for
he continuous grillages, their strength reserve and the way of considering this
eserve in design calculations are established by the authors both theoretically
nd through tests carried out.

. MLOSCH : Articulated knots in joints for reinforced concrete frames in
refabricated components.

Some examples are given of joints between posts and foundation, between the
osts themselves and between posts and collar beams that involve a reduced
olume of work to be carried out on site ; joints rigid to bending stresses and
inged joints are considered.

I. MOLDOVEANU : Design of mlti-storey structures by means of digital con puters using the „active moments" method.

The article presents a version of the displacement method applied for calcul ting the stresses developed in frames under static loads. The unknowns are repl ced by „active moments" while the system of equations is solved by iteratio

The procedure chosen for the calculations involved represents an algorith adopted as a basis for a program intended for digital computers, said progra being used in the last two years to solve a large amount of practical problem

N. N. DRAGHICI : Foundations for pumps used in central heating plants

Design data and actual operations carried out for laying down foundatio destined to support electropump units used in central heating plants are de cribed.

According to the position of the machine, there are : foundations laid on th ground, foundations laid on the floor and foundations laid on concrete floor. I each case, the foundation may be erected with or without vibration dampin Subject to the operating conditions required, damping may be achieved throug cork plates, tarred felt plates, rubber boards, rubber buffers or steel springs.

Ed. JUSTER, L. PETCOV and V. HÎNCU : Restoring the monolithic feature some foundations for turbo-generators, through synthetic resins.

To close up the cracks that appeared into some reinforced concrete girde used in the foundation structure of the turbo-generators installed at a therm station, two kinds of epoxyd resins were used, namely Dinox 0 40 and Co mo-Injection.

The values for the physical and mechanical indexes of the said resins are give followed by a description of the repair technology and the equipment used.

The work was carried out in two main phases :

– first a seam consisting of a Dinox 0 40 epoxyd resin base mortar wa laid down into and along the cracks ;

– then the cracks were injected with Colma-Injection epoxyd resin.

After the turbo-generating set was put again into service it appeared that th epoxyd resin restored the continuity of the foundation girders.

I. IONESCU, MARIA ENCULESCU : About the methods used for determinin cement strengths (marks).

The outstanding methods used for determining cement strengths (mark are presented, together with the factors that affect their strength.

There is also a presentation of investigations carried out at the I.P.C.M. during the period 1963–1965 with a view to obtain the normal three-fraction sand necessary when determining cement strengths on plastic mortars and som results obtained from comparative studies carried out on the determination c cement strengths on plastic mortars, semi-plastic mortars and stiff mortars.

In conclusion, an analysis is given on some technological and economi considerations which impose the future adoption in Romania of the method c determining the cement strength on plastic mortars.

I. DUMITRESCU and L. LEFTER : An assessment of concrete homogeneit based on nondistructive test data.

The report includes a discussion on the concrete homogeneity as assessed b nondestructive testing ; the discussion is based on the results published in th specialized litterature.

The main reasons for the lack of consistency between the actual homogeneit of the concrete and that assessed by nondestructive testings are thus outline

A. STEFANESCU-GOANGA : Some critical remarks with reference to the use o sclerometers for determining the concrete compression strength.

The article reports the remarks, recorded at the No. 5 Construction Trust Brașov town, on the use over a period of several years of sclerometers in deter mining the concrete compression strength, both on actual constructions alread carried out and on test cubes.

The first part reports the experience gained with the use of sclerometer tech niques in investigating several buildings, outlining the consistency or the lac of the same between the results obtained and the actual facts.

The second part describes the laboratory results obtained in the investiga tions carried out on test pieces, with particular stress being laid on the compa rative results obtained with the method of interpretation recommended by th Romanian Standard Specification and with that based on a single curve of type similar to that given in the sclerometer prospectus.

The tests carried out clearly show the method of interpretation recommande by the Standard Specification to be the best.

VASILIU D. : Some aspects related to the asessment of concrete analysis.

A new method for establishing concrete analysis is presented whic allows for the minimum amount of sand necesary to obtain a workabl concrete to be determined. Two kinds of aggregates are only needed (san and gravel).

Laboratory test are greately simplified. Tracing the granulometric curve i no more necessary.

SOMMAIRE

. MIHUL et al. : Poutres en treillis, à la semelle inférieure polygonale précon-raînte, à armature prétensionnée.

L'article présente la conception et la technologie d'exécution des poutres n treillis à la semelle polygonale précontraite et armature prétensionnée ; les outres sont confectionnées suivant des procédés originaux, coulées sur des stands émontables, en paquets superposés. On analyse les résultats obtenus lors de leur nise en charge jusqu'à la perte de la capacité de résistance, ainsi que les réali-ations pratiques dans la construction des toits (Région de Bacău).

Comme suite du mode plus rationnel d'orienter les tensions grâce aux arma-ıres prétensionnées, disposées suivant des tracés polygonaux mécaniquement rétensionnés, ou prétensionnés suivant le procédé électrothermique (d'où l'effet éfavorable des frottements au niveau des brisures était éliminé), on a obtenu les vantages suivants : meilleure stabilité au montage, transport et manutention ; iminution de l'effet défavorable porté par l'action des forces horizontales ; éduction de la consommation d'acier et de béton ; simplification des travaux 'execution et de l'outillage pour le prétensionnement des armatures ; assurance 'une meilleure protection des armatures.

L. PAŞNICU : Pont, en poutres préfabriquées en béton précontraint, montées l'aide du funiculaire.

L'auter présente le projet, élaboré par la D.S.A.P.C. – Bucarest et les prin-ipales phases de l'exécution d'un pont construit, par l'I.D.R.P. – Bucarest.

L'article rèproduit des données et indices sur les consommations de ma-ériaux et main-d'œuvre, et notamment en ce qui concerne le posage des poutres l'aide du funiculaire.

. STOICA et C. STANCU : Emploi des instàllations étagées de filtres aciculaires lans la construction d'un décanteur de haute capacité au Combinat de Fibres rtificielles de Brăila.

Les auteurs présentent le mode dont on a réalisé le dénivellement des eaux outerraines à l'aide de deux incintes étagées de filtres aciculaires LIU-5 et LIU-,ce qui a pu assurer l'exécution à sec de la cuve d'un décanteur à un diamètre le 47,00m. On a réalisé en final un dénivellement de 5,7 m en terre sablonneuses.

On indique, suivant les caractéristiques constructives du décanteur et les con-litions hydro-géologiques de la position, les principales phases du processus de lénivellement des eaux souterraines, le schéma de montage des installations de iltrage, les résultats, les avantages, etc.

A. VIECELLI et E. BUTNARU : Possiilibtés de posage des réseaux souterrains rbains dans les galeries édilitaires.

Les auteurs comparent la solution actuelle apportée au posage des réseaux outerrains avec celle de leur posage en galeries édilitaires, dans les conditions de ystématisation et de développement spécifiques à la ville et notamment dans les ouvelles ensembles d'unités d'habitation, voire dans les zones qui seront repensée t reconstruites, le problème revêtant moins d'acuité pour les zones dotés d'un ond satisfaisant de constructions et équipement édilitaire. Ils présentent au préa-lable : les résultats obtenus à la suite de la construction et de l'exploitation de aleries à l'étranger ; une analyse des avantages économiques et des problèmes l'ordre technique soulevés, une analyse des caractéristiques des constructions ainsi que de la technologie, et du point de vue de l'exécution et du point de vue de l'exploitation.

C. AVRAM, et al. : Éléments en béton simple soumis à la torsion

Le rapport présente certains aspects théoriques et expérimentaux des études effectuées par la section de recherches de l'INCERC de Timişoara, en collaboration avec la Chaire pour béton armé et constructions de l'Institut Polytechnique de Timişoara, sur le problème du comportement des éléments prismatiques droits en béton simple, soumis à la torsion pure.

C. DALBAN et al. : Tenue en régime élasto-plastique des poutres continues à creux dans l'âme.

L'article présente une méthode de dimensionner les poutres ajourées, fréquemment employées dans les constructions métalliques industrielles, méthode mise au point théoriquement par les auteurs et vérifiée par des essais entrepris sur des modèles à échelle réduite et à échelle naturelle.

Le calcul des poutres est fait en prenant comme base l'hypothèse qu'au milieu des creux, dans l'axe de la semelle, des points d'inflexion apparaissent. Basés sur cette hypothèse les auteurs admettent que dans ces points prennent naissance seulement des efforts axiaux et des forces de cisaillement qui produisent, aux coins des creux, des efforts unitaires, normaux et tangentiaux et qui, jusqu'à présent, ne devaient pas excéder la résistance admise pour le matériau.

Dans cette situation, la capacité de mise en charge des poutres en question est limitée par la résistance admissible du matériau.

Cependant, compte tenu des déformations plastiques qui se produisent aux coins des creux, la capacité réelle de mise en charge des poutres est beaucoup plus grande. Les auteurs établissent, théoriquement et par essais, quelle est cette capacité de mise en charge pour les poutres continues, ajourées de creux, leur réserve de résistance et le mode de procéder pour tenir compte de cette réserve.

P. MLOSCH : Joints en noeuds dans ies ossatures en béton armé exécutées à partir d'éléments préfabriqués.

On donne quelques exemples de joints entre piliers et fondation, piliers entr'eux, piliers et poutre du cadre, joints impliquant un volume réduit de travaux sur le chantier ; il est question notaumment de joints rigides à la flexion et de joints articulés.

I. MOLDOVEANU : Le calcul des constructions à plusieurs étages à l'aide d calculatrices électroniques digitales, en employant la méthode des ,,moment actifs".

Le rapport présente une variante du calcul des efforts engendrés dans les ca dres soumis à des sollicitations statiques, par la méthode des déplacements. Le inconnues sont remplacées par des ,,moments actifs", tandis que le systèm d'équations est résolu par voie itérative.
Le procédé de calcul choisi constitue un algorithme adopté comme base pou un programme destiné aux calculatrices digitales, programme utilisé pendant le deux dernières années pour résoudre un nombre important de problèmes pra tiques.

N. N. DRAGHICI : Fondations pour les pompes des installations de chauffag central.

Le rapport présente les informations nécessaires à la conception et l'exécution des fondations pour les électro-pompes utilisées dans les installa tions de chauffage central.
Selon la position de la machine, on distingue : fondations posées sur le sol sur le plancher et sur plancher en béton. Dans chaque cas, le montage peut s faire avec ou sans amortissement des vibrations. Suivant les conditions de fonc tionnement requises, l'amortissement peut se faire à semelles de liège, feutr goudronné, caoutchouc, ou bien à tampons de caoutchouc ou à ressorts en acie

JUSTER ED., PETCOV L. et HÎNCU V. : Rétablissement du caractère menolithique de certaines fondations pour turbogénérateurs, à l'aide des résine synthétiques.

Pour colmater les craquelures apparues dans les poutres de béton armé coulée pour les fondations des turbo-générateurs installés dans une centrale thermique on a employé deux types de résines époxydes, à savoir Dinox 0 40 et Colmo-Injection.
On fourni les valeurs des indices physico-mécaniques des résines mentionnée et on décrit la technologie de réparation et l'outillage employé.
Les travaux ont compris deux physes principles :
— l'exécution, le long des craqueleures, d'un cordon de mortaire à base d résine époxyde Dinox 0 40 ;
— l'injection, dans les craqueleures, de résine époxyde Colman-Injection.
Après la mise en route des turbo-générateurs, il a été constaté que la résine époxyde a refait la continuité des poutres de fondation.

I. IONESCU, MARIA ENCULESCU : Sur les méthodes employées à la determnation de la résistance (la marque) des ciments.

L'article présente les prnicipales méthodes appliquées à la déterminatio de la résistance (la marque) des ciments, ainsi que les facteurs qui affectent la resistance des ciments.
Il décrit également les études effectuées par l'I.P.C.M.C. dans la période 1963—1965, afin d'obtenir le sable normal trifractionnaire, nécessaire pour déterminer la résistance des ciments sur mortiers plastiques, ainsi que les résultats des études comparatives sur la détermination de la résistance des ciments sur mortiers plastiques, mortiers demi-plastiques et mortiers fermes.
En conclusion, les antenrs analysent les considérations techniques et economiques qui imposent l'adoption de cette méthode de déterminer la résistance des ciments sur mortiers plastiques en Roumanie, dans les années à venir.

I. DUMITRESCU et L. LEFTER : Comment apprécier l'homogénéité du béton par des essais non destructifs.

Les auteurs font quelques remarques critiques sur la possibilité d'apprécier l'homogénité du béton en se servant des résultats obtenus à la suite des essais non destructifs ; l'argumentation est tirée des résultats publiés dans la littérature.
On fait de la sorte ressortir les causes principales du manque de concordance entre l'homogénéité réelle du béton et celle obtenue à la suite des essais nondestructifs.

STEFANESCU-GOANGA A. : Remarques critiques sur l'utilisation des scléromètres pour déterminer la résistance à la compression du béton.

L'auteur présente les remarques faites, au cours de plusieurs années, à la suite de l'utilisation, par le Trust de Constructions No. 5 de Brașov, des scléromètres, afin de déterminer la résistance à la compression du béton ; les essais ont été conduits sur les constructions exècutées et sur des cubes d'esai.
Dans la première partie on expose l'expérience gagnée à la suite de l'utilisation du scléromètre dans les investigations conduites sur plusieurs constructions, en faisant ressortir la concordance ou le manque de concordance entre les résultats obtenus et la réalité.
Dans la deuxième partie sont présentés les résultats des recherches entreprises au laboratoire sur des éprouvettes, avec un accent particulier sur les résultats comparatifs obtenus d'une part par la méthode d'interprétation recommandé par la Norme de la République Socialiste de Roumanie et par la méthode d'interprétation suivant une courbe unique, du type de celle donnée dans le prospectus du scléromètre, d'autre part.
Les expèriences entreprises montrent clairement la supérioritè de l'interprètation selon la Norme.

VASILIU D. : Quelques aspects concernant l'établissemmt de la composition du béton.

Une méthode de déterminer la composition du béton est présentée, laquelle permet d'établir les cantités minimales de sable nécessaires pour un béton ouvrable. Deux sortes de matériaux seulement sont nécessaires (sable et gravilons).
Les déterminations en laboratoire sont grandement simplifiées car il n'est plus besoin de tracer la courbe granulométrique.

INHALT

. MIHUL u.a. : Fachwerkträger mit polygonaler oberer vorgespannter Gurtung

Es werden vorgeführt Gestaltung und Ausführung von Fachwerkträgern mit olygonaler vorgespannter oberer Gurtung nach einem originellem Verfahren urch Giessen in übereinander liegenden Schichten, in demontierbaren Scha- ungen. Es werden untersucht die Ergebnisse die erlangt wurden bei einer Belas- ung bis zum totalem Verlust der Tragfähigkeit und beschrieben die praktischen nwendungen beim Bau einiger Dachkonstruktionen in der Region Bacău.

Folgende wesentliche Vorteile wurden erlangt infolge einer zweckmässigeren inleitung der Spannungen durch vorgespannten Bewehrungen nach polygoalen Linien verlegt und die entwerden mechanisch oder elektrothermisch unter pannung gesetzt wurden (Ausschalten der ungünstigen Folgen der Reibungsräfte in den Knickpunkten) : bessere Stabilität bei Montage, Handhabung und ransport, Einschränkung der ungünstigen Folgen des Angriffs von horizontalen Kräften, ermässigter Beton- und Stahlverbrauch, einfachere Ausführungsweise infachere Vorrichtungen der Spannung der Bewehrung dienend, besserer Schutz der Bewehrung.

AL. PAŞNICU : Eine Brüke hergestellt aus vorgefertigten Spannbetonträgern mit einer Seilbahn montiert

Der Verfasser führt vor den Entwurf der D.S.A.P.C. – Bukarest sowohl wie die bedeutendsten Bauetappen dieser Brücke vom I.D.P.R. – Bukarest ausgeführt.

Der Aufsatz gibt an Daten und Kennziffern hinsichtlich des Verbrauchs an Materialien und Arbeitskraft, insbesondere bei der Montage der Träger mit der Seilbahn.

R. STOICA u. C. STANCU : Anwendung von mehrstöckigen Brunnenfilteranlagen beim Bau eines grossen Setzbeckens für das Kunstfaserwerk Brăila

Im Aufsatz wird vorgeführt wie man den Grundwasserspiegel herabgesetzt hat unter Anwendung einer zweistöckigen Brunnenfilteranlage Type LIU-5 und LIU-2 um also ein 47 m-Durchmesser Setzbecken ,,in trockenem"zu bauen. Schliesslich wurde eine 5,70 m grosse Senkung des Grundwasserspiegels erreicht in einem sandigem Boden.

Unter Berücksichtigung der baulichen Charakteristiken des Setzbeckens und der hydrogeologischen Bedingungen am Bauplatz werden vorgeführt die bedeutendsten Daten des Entwurfs für die Senkung des Grundwasserspiegels und beschrieben das Montageschema, die erlangten Ergebnisse, hervorgehoben die Vorteile u.s.w.

A. VIECELLI u. E. BUTNARU : Verlegung von unterirdischen städtischen Rohrleitungsnetzen in gemeinsamen Stollen

Der Aufsatz untersucht vergleichsweise die heutzutage übliche Verlegung von unterirdischen Rohrleitungsnetzen und die Verlegung in gemeinsamen Stollen unter Berücksichtigung der spezifischen Bedingungen die aus der Städteplanung und entwicklung herrühren u.zw. insbesondere in den neuen Wohnvierteln, in den Umbauzonen und weniger in denjenigen Zonen die über einen guten Baufonds und städtische Ausstattungen verfügen. Es werden im vornherein vorgeführt die Ergebnisse die erlangt wurden im Auslande auf dem Gebiete der Errichtung und des Betriebs von derartigen Stollen ; hinterher werden untersucht die ökonomischen Vorteile, die technischen Probleme die auftauchen, die baulichen und technologischen Eigenartigkeiten sowohl vom Standpunkte der Ausführung wie von dem des Betriebs.

C. AVRAM u.a. : Unbewehrte Betonteile unter dem Angriff der Verdrehung

Im Aufsatz werden vorgeführt einige theoretische und experimentelle Aspekte der Studien die in der Forschungsabteilung des INCERC – Timişoara durchgeführt wurden in Zusammenarbeit mit dem Lehrstuhl für Stahlbetohn und Hoch bau der Technischen Hochschule aus Timişoara hinsichtlich der Bestimmung des Verhaltens von prismatischen geraden unbewehrten Betonteilen unter dem Angriff reiner Verdrehung.

C. DALBAN u.a. : Das Verhalten im elastisch-plastischen Bereiche von Durchlaufträgern mit Holhlräumen im Steg

Im Aufsatz wird vorgeführt ein Bemessungsverfahren für ajourierte Träger die eine häufige Anwendung bei Stahlkonstruktionen für Industriebauten finden ; dieses Verfahren wurde von den Verfassern theoretisch abgeleitet und hinterher durch an Modellen und im natürlichen Maszstabe durchgeführten Versuche geprüft.

Die Bemessung von ajourierten Trägern geschieht unter der Annahme dass Wendepunkte in der Mitte der Hohlräume, in der Achse der Gurtung erscheinen. Auf Grund dieser Voraussetzung wird angenommen dass in diesen Punkten lediglich Achsial- und Scherkräfte erscheinen die in den Ecken der Hohlräume Normal- und Scherspannungen hervorrufen deren Werte die zulässigen Spannungen des Materials nie überschreiten durften.

Die Tragfähigkeit derartiger Träger war deshalb von den zulässigen Spannungswerten des Materials eingeschränkt.

Die tatsächliche Tragfähigkeit eines Trägers ist aber beträchtlich grösser wenn man auch die plastischen Verformungen aus den Ecken der Hohlräume berücksichtigt. Die Verfasser bestimmen sowohl theoretisch wie auch auf Grund von Versuchen diese Tragfähigkeit für den Fall ajourierter Durchlaufträger ; es wird ebenfalls bestimmt die Festigkeitsreserve und angegeben wie letztere berücksichtigt werden kann.

P. MLOSCH : Knotenverbindungen für vorgefertigte Stahlbeton-Skelett-Tragkonstruktionen

Es werden vorgeführt einige Beispiele von Verbindungen u.zw. zwischen Säule und Fundament, zwischen zwei Säulen, zwischen Säulen und Trägern ; es wird hervorgehoben der geringe Aufwand an Arbeitskraft auf der Baustelle sowohl für gelenkartige wie für biegungssteife Verbindungen.

I. MOLDOVAN : Die Bemessung von mehrstöckigen Tragwerken mit Hilfe eine elektronischen Ziffernrechners unter Anwendung des „aktiven Momenten' Verfahrens

Der Aufsatz führtvor eine neue Möglichkeit für die Berechnung der Spannungswerte von statisch beanspruchten Rahmentragwerken nach dem Verschiebungs Verfahren. Die Unbekannten werden ersetzt durch „aktive Momente" und di eigentliche Lösung des Gleichungssystems erfolgt stufenweise.
Dieses Berechnungsverfahren bildet einen Algorithmus der als Grundlag gewählt wurde für Ziffernrechner-Programme ; letztere wurden angewandt i den letzten zwei Jahren bei der Lösung zahlreicher praktischer Probleme.

N. N. DRAGHICI : Fundamente für die Pumpen der zentralen Heizanlagen

Im Aufsatz werden angegeben Daten betreffend den Entwurf und den Bau von Fundamenten die den in zentralen Heizanlagen angewandten Elektropumpe dienen.
Abhängig von der Lage der Maschine unterscheidet man : Fundamente am Erdboden gesetzt, Fundamente am Fussboden gesetzt und Fundamente auf eine Deckenplatte gesetzt. In jeden dieser einzelnen Fälle können die Montagearbeite mit oder ohne Dämpfung der Schwingungen durchgeführt werden. Diese Dämpfung kann, abhängig von den vorgeschriebenen Betriebsbedingungen, folgendermassen erreicht werden : mit Korkplatten, mit geteerten Filzplatten, mit Gummiplatten, mit Gummipuffern oder mit Stahlfedern.

JUSTER ED., L. PETCOV und a. m. : Wiederherstellung des monolith Charackters einiger Unterbauten für Turbogeneratoren mit Hilfe von Kunstharzen.

Für die Verschliessung der in den Eisenbetonbalken einiger Unterbauten für Turbogeneratoren einer Thermozentrale enstandenen Risse wurden zwei Typen von epoxidischen Kunstharzen — Dinox 0 40 und Colmo-injection — verwendet.
Nach der Wertangabe der physisch-mechanischen Indizen der erwähnten Harzen wird die Technologie der Instandsetzung und die benutzte Apparatur beschrieben.
Die Arbeiten wurden in zwei Hauptphasen vollzogen :
— Ausführung entlang der Risse eines Mörtelgürtels auf Basis von Epoxidharze Dinox 0 40,
— Einspritzung der Risse mit Epoxidharze Colmo-injektion.
Nach der Inbetriebsetzung der Turbogeneratoren wurde festgestellt dass die Epoxidharze die Stetigkeit der Unterbaubalken wieder hergestellt hat.

I. IONESCU, MARIA ENCULESCU : Über einige Verfahren die der Bestimmung der Festigkeit (Güte) der Zementsorten dienen

Es werden vorgeführt die bedeutendsten Verfahren die der Bestimmung der Festigkeit (Güte) der Zementsorten sowohl wie der Faktoren die die Festigkeit dieser Zementsorten beeinflussen dienen.
Es werden ebenfalls vorgeführt die Forschungsarbeiten die durchgeführt wurden im I.P.C.M.C. in den Jahren 1963—1965 hinsichtlich der Erzeugung eines normalen dreisorten Sandes den man benötigt bei der Bestimmung der Zementfestigkeit an Hand von plastischem Mörtel ; gleichfalls werden vorgeführt die vergleichenden Forschungsarbeiten hinsichtlich der Bestimmung der Zementfestigkeitswerte an Hand von plastischem, halbplastischem und steifem Mörtel.
Im Abschluss werden untersucht die technisch-ökonomischen Erwägungen die in den folgenden Jahren die Festsetzung eines Verfahrens zur Bestimmung der Zementfestigkeitswerte an Hand von plastischem Mörtel in der Rumänischen Sozialistischen Republik erfordern.

I. DUMITRESCU u. L. LEFTER : Beurteilung der Homogenität einer Betonmasse auf Grund der Ergebnisse von nichtzerstörenden Versuchen

Der Aufsatz führt vor einige kritische Bemerkungen betreffend die Beurteilung der Homogenität einer Betonmasse auf Grund der Ergebnisse von nichtzerstörenden Versuchen — alles fundamentiert an Hand von in der Fachliteratur veröffentlichten Versuchsergebnisssen.
Es werden also hervorgehoben die bedeutendsten Ursachen der fehlenden Übereinstimmung zwischen der tatsächlichen Homogenität des Betons und denjenigen Werten die auf Grund von nichtzerstörenden Versuchen abgeleitet wurden.

STEFANESCU-GOANGA A. : Kritische Bemerkungen bezügiich der Benutzung von Sklerometer für die Bestimmung des Betondruckwidertandes.

Im Artikel werden Bemerkungen, als Folge der langjähriger Benutzung, im Rahmen des 5-ten Konstruktionstrust Brașov, von Sklerometer für die Feststellung des Betondruckwiderstandes, sowohl für ausgeführte Bauwerken wie auch auf Prüfwürfel, vorgetragen.
Im ersten Teil werden die Versuche über die Benutzung von Sklerometer bei der Untersuchung mehrerer Bauwerken angegeben, hervorhebend die mit der Realität übereinstimmenden oder nichtübereinstimmenden Ergebnisse.
Im zweiten Teil werden die Ergebnisse der Laboruntersuchungen auf Epruvetten ausgeführt und es wird hauptsächich über die Vergleichsergebnisse zwischen der Auslegung der Grundbestimmung der Sozialistischen Republik Rumänien und der Darstellungsmethode nach einer einheitlicher Kurve, ähnlich der Werbeschrift des Sklerometers, bestanden.
Aus den erfolgten Versuchen ist eine klare Überlegenheit der Normativauslegung hervorgegangen.

VASILIU D. :

Ea wird die Herstellungsmethode einer Betonzusammensetzung, die die mindeste Menge an Sand für einen bearbeitenden Beton benötigt, vorgetragen.
Man benötigt nur zwei Aggregatsorten (Sand und Schotter).
Die Laboratoriumbestimmungen sind sehr vereinfacht. Das Aufzeichnen der granulometrischen Kurve wird nicht mehr benötigt.

СОДЕРЖАНИЕ

А. МИХУЛ И СОТРУДНИКИ: Фермы, с нижним оясом полигональной формы преднапряжённые, с рматурой натянутой на урпоьы

Описано решение и технология изготовления ферм с ижним поясом полигональной формы, преднапряжён- ых, с арматутрой натянутой на упоры. Фермы составяются оригинальным способом и изготовляются паетами, одни на других, на сборноразборных стендах.

Проанализированы результаты, полученные при нарузке таких ферм, вплоть до утраты несущей способости, и практическое их применение при постройке екоторых крыш в области Бакэу.

Вследствие более рационального направления уси ий по арматуре расположенной по полигональной рассе и преднапряжённой механическим или электроерамическим способом (при устранении вредного лияния трения в точках отвода арматуры), достиг- уты нижеследующие важнейшие результаты: хорошая стойчивость при помнтаже, погрузке и транспортиров- е, снижение неблагоприятного эффекта от действия оризонтальных сил, снижение расхода стали и бетона, прощение изготовления и оборудования необходимого ля предварительного напряжения арматур, обеспе- неие хорошей защиты арматур.

АЛ. ПАШНИКУ: Мост верхнее строение которого остоит из сборных железобетонных предварительно апряжённых балок, смонтированных при помощи уникулера.

Автор описывает проект, разработанный Бухарестской роектной Областной Организацией по Архитектуре, троительству и Планированию и важнейшие фазы возведения моста выстроенного Бухарестким Областным редприятием по строительству мостов и дорог.

В статье указаны различные данные и приведены оказатели расхода материалов и затрат труда, отно- сящиеся особенно к монтажу балок при помощи фуни- кулера.

Р. СТОЙКА и К. СТАНКУ: Применение этажирован ых игольчатых скважин при постройке крупнообъёмного отстойника для Браильского Комбината искус- твенных нитей.

В статье описан способ, при помощи которого был снижен уровень грунтовых вод, использовав для этого два этажа игольчатых скважин ЛИУ — 5 и ЛИУ — 2, которые обеспечили возможность выполнить ''всухую'' котлован отстойника, диаметром в 47,00 метров. Применённый способ дал возможность понизить уровень грунтовых вод в песчаных грунтах на 5,70 метров.

В зависимости от конструктивных характеристик отстойника и гидрогеологических условий строительной площадки приведены главные данные проекта понижения уровня грунтовых вод, схема монтажа водооткачиваюещго обрудования, результаты, приемущества и т. п.

А. ВИЕЧЕЛИ И Б. БУТНАРУ: О возможности прокладаки гордских подземных проводок в канализационных галереях.

В статье проанализировано сравнение межд решением прокладки подземных проводок, применяемым в настоящеее время и их проводкой в канализационных галереях, в условиях развития и планировки характерных городу и, в особенности, новым жилым микрорайонам, то есть зонам, которые подлежат перепланировке и новой застройке и в меньшей мере зонам, в которых существует доброкачественый жилой фонд и технико-инженерные работы.

В первую очередь представлены результаты достигнутые за рубежом при постройке и эксплуатации галерей, а затем проанализированы их экономические достоинства, технические вопросы, которые возникают в таких случаях, характеристики сооружений и технологии как при производстве работ, так и при экспкуаатации.

К. АВРАМ и СОТРУДНИКИ : Не армированны бетон ные элементы подвергнутые кручению.

В статье изложены некоторые теоретические и экспериментальные аспекты исследований, проведенных Секцией ИНЧЕРК в .г Тимишоара, в сотрудничестве Кафедрой по железобетону и зданиям Тимишоарског Политехнического Института, по вопросу определения поведения призменных прямолинейных неармированных бетонных элементов подверженных чистому кручению.

К. ДАЛБАН И СОТРУНДНИКИ: Поведение в упруго-пластичных пределах неразрезных балок с проёмам в стенке.

В статье изложен метод назначения размеров балок, в стенке которых придусмотрены проёмы, часто применяемых для металлических промышленных сооружений. Данный метод разработан авторами на теоретических основах и проверен экспериментально на модели и в натурном масштабе.

Расчёт таких балок производится согласно гипотезе, что по середине проёмов, по осям поясов, возникают инфеклсионные точки. Согласно указанной гипотезе принимается, что в данных точках возникают только осевые усилия и поперечные силы, которые пораждают по углам проёмов, единичные нормальные и касательные усилия, которые до настоящего времени не должны были превышать допускаемого сопротивления материла.

При данном положении несущая способность таких балок ограничена допускаемым сопротивлением материала.

Учитывая, однако, пластические деформации, возникающие в углах проёмов, действительная несущая способность балок намного больше. Авторы, основываясь на теоретических соображениях и экспериментальных данных, определяют эту действительную несущую способность неразрезных балок с проёмами, запас их прочности и способ учёта этого запаса при расчёте

П. МЛОШ: Стыки железобетонных каркасов возводимых из сборных элементов.

Приведены несколько примеров стыков: колонн с фундаментом, колонн, колонн с ригелями, для которых необходим малый объёем работ на стройплощадке; речь идёт о стыках жестких в отношении изгба и относительно шарнирных связей.

И. МОЛДОВАНУ: Расчёт многоэтажных рам при помощ цифровых ЕВМ применяя метод ,,активных моментов,,

Представленна разновидность исчесления усилий возникающих в рамах статически нагруженых применяя для этого метод перемещений. Неизвестные заменяются ,,активными моментами'' а уровнения решаются методом итерации.

Выбранный приём решения является алгорифмом принятым в качестве основы для программы работы ЕВМ, программа применяемая в последние два года при решении многочисленных практических задач.

Н. Н. ДРЭГИЧ: Фундаменты под насосы центрального отопления.

В статье приведены данные относительно проектирования и возведения фундаментов под электронасосы центрального отопления.

В зависимости от расположения машины, различаем:
- фундаменты непосредственно находящиеся на грунте,
- фундаменты находящиеся на полу и
- фундаменты находящиеся на перекытии.

В каждом из этих случаев, монтаж можно вести с
ортизацией колебаний и без таковой. В зависимости
требуемых условий функционирования, можно
полнять на пробковых плитах, на плитах из про-
танного дёгтем войлоке, на резиновых пилтах, на
зиновых прокладках или же на стальных пружинах.

**ЮСТЕР ЕД., ПЕТРОВ Л. И ХЫНКУ В.: Восста-
вление, при помощи синтетических смол, монолитно
характера некоторых фундаментов под турбогене
торы,.**

Для закупорки трещин, возникнувших в железобетон-
ых балках фундаментов некоторых турбогенераторов
ной теплоцентрали были использованы два вида эпок-
дных смол — Динокс 040 и Колмо-Инъекцион.
Приведены значения физико-механических показа-
лей указанных смол, а затем описана технология
роизводства работ при ремонте фундаментов и исполь-
ванные при этом приборы.
Проведенные работы можно разбить на две главные
азы:
— выполнение вдоль трещины слоя раствора на эпок-
идной смоле Динокс 040;
— инъекцирование в трещины эпоксидной смолы Кол-
о — Инъекцион.
После пуска в ход турбогенераторов констатирова-
о, что эпоксидная смола восстановила непрерывность
алок фундамента.

**И. ИОНЕСКУ, МАРИЯ ЕНУКУЛЕСКУ: О методах
пределения прочности (марки) цементов.**

Описаны важнейшие методы определения прочности
марки) цементов и факторы, влияющие на их прочно-
ть.
Указаны также исследования, проведенные Институ-
ом по Исследованию Строительных Материалов, в
ечение 1963—1965 годов, в целях получения нормаль-
ого трёхфракционного песка, необходимого для опре-
еления, на пластичных растворах, прочности цемента
результаты сравнительных исследований по определе-
ию прочности цементов на растворах различной под-
вжности. ;
В заключении, анализируются технико-экономичес-
ие соображения, которые приводят к необходимости
риняитя, в Социалистической Республике Румыния, в
удущие годы, метода определения прочности цементов
а пластичных растворах.

**И. ДУМИТРЕСКУ и Л. ЛЕФТЕР: Оценка однород
ости бетона на основании данных адиструктивных
змерений.**

В статье приведены критические замечания относи-
ельно оценки однородности бетона на основаниии ре-
ультатов адиструктивных испытаний. Замечания осно-
ываются на некоторых опубликованых в литературе
езультатах испытаний.
Таким образом выявляются главные причины несов-
падения реальной однородности бетона с однородно-
стью определённой адиструктивными испытаниями.

**ШТЕФЭНЕСКУ-ГОАНГЭ А.: Критические замеча-
ния относительно применения склерометров для опре-
деления прочности бетона при сжатии.**

В статье описаны замечания сделанные относительно
склерометров, применявшихся несколько лет подряд
на стройках Строительного Треста № 5 — Брашов,
для определения прочности на сжатие бетона в готовых
конструкциях и на контрольных кубиках.
В первой части описывается опыт применения скле-
рометра при исслеодвании зданий и сооружений выя-
вив совпадения и несовпадения результатов с действи-
тельностью.

Во второй части указаны результаты лабораторных
исследований на пробных образцах и подчёркивются
особо сопоставления результатов, полуечнных по ме
тоду толкования таковых, согласно нормам действу-

ющим в Социалистической Республике Румыния, и
методу толкования по единой кривой типа, указанн
в паспорте склерометра.

Согласно проведенным экспериментам явствует пр
восходство толкования согласно нормам.

**ВАСИЛИУ Д.: Представлен метод сравнения бето
ной смеси, который позволяет определить минимал
ное количество песка, необходимого для получени
легкообрабатываемого бетона. Для этого нужны тольк
два сорта заполнителя (песок и гравий).**

Лабораторные испытания упрощены и нет более н
обходимости определять гранулометрический соста

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Grinzi cu zăbrele cu talpa inferioară poligonală precomprimată cu armătura preîntinsă

Conf. A. Mihul, ing. C. Leonte, ing. M. Patraş, ing. A. Cuciureanu
INCERC filiala Iaşi I.P.I. Iaşi

1. ANALIZA SISTEMELOR DE GRINZI CU ZĂBRELE FOLOSITE ÎN ŢARĂ ŞI ÎN STRĂINĂTATE (LEGATĂ DE FORMA PROFILULUI LONGITUDINAL)

Studiul fermelor prefabricate din beton armat prezintă interes din punct de vedere teoretic şi practic, deoarece aceste ferme reprezintă sisteme de rezistenţă raţionale, larg folosite la diferite construcţii cu caracter industrial.

Soluţionarea deschiderilor mari, peste 15 m şi uneori de 15 m, prin folosirea grinzilor cu zăbrele, conduce la reducerea consumului de material faţă de grinzile cu inimă plină, betonul şi armătura fiind convenabil îndepărtate de axa grinzii. Realizarea repartiţiei tensiunilor pe secţiune şi în lungul elementelor, mai uniformă la aceste sisteme, permite în mai mare măsură folosirea capacităţii de rezistenţă a materialelor.

Grinzile cu zăbrele, cu centrul de greutate situat sub linia reazemelor, au căpătat o largă răspîndire în ţara noastră şi în alte ţări, fiind întîlnite la o mare parte din construcţiile industriale, care au fost executate în perioada anilor 1956—1961.

Din rezultatele cercetărilor obţinute la încercarea unor grinzi de acest tip [1], cu deschiderea de 18 m (în cadrul şantierului Combinatului Roznov P. Neamţ de către INCERC filiala Iaşi), au putut fi scoase în evidenţă însă o serie de lipsuri esenţiale, pe care le prezintă aceste sisteme, mai cu seamă în ceea ce priveşte apariţia şi dezvoltarea fisurilor în elementele tălpii inferioare.

Astfel, primele fisuri au apărut la o sarcină de numai 34% din sarcina de exploatare, la capătul superior al barei înclinate din tirantul grinzii; deschiderea fisurilor a fost de 0,08 mm. La sporirea încărcării, fisurile din bara înclinată au continuat să se dezvolte şi să se deschidă, apărînd fisuri noi în barele orizontale ale tirantului, care s-au produs la sarcina de circa 45% din sarcina normată. Practic, se poate afirma că tirantul grinzilor cu zăbrele prefabricate, de tipul celor folosite în ţara noastră, alcătuite din beton de marca B 300, fisurează în întregime, încă la sarcini a căror valoare nu depăşeşte 60% din sarcina normată. Această constatare s-a putut face şi în urma analizei amănunţite a grinzilor montate.

La încărcarea de 60% din sarcina normată, deschiderea fisurilor depăşea 0,1 mm, iar la sarcina de 80% din sarcina normată, deschiderea fisurilor varia între 0,1 şi 0,17 mm.

La sarcina normată, deschiderea unor fisuri a ajuns mai mare de 0,2 mm, iar prin depăşirea sarcinii normate cu 30%, deci, aproximativ la sarcina maximă probabilă de exploatare; după ce grinda a rămas încărcată timp de 24 de ore, deschiderea fisurilor a ajuns la 3,2 mm. Menţionăm că pierderea capacităţii de rezistenţă a grinzilor încărcate s-a produs la o sarcină cu 70% mai mare decît sarcina normată.

Rezistenţa redusă la fisurare a grinzilor prefabricate de acest tip, ce au fost folosite în ţara noastră şi care sînt utilizate şi astăzi încă pentru unele construcţii, limitează posibilităţile de transport ale unor astfel de elemente, ceea ce obligă preturnarea lor în imediata vecinătate a locului de montare. Apariţia fisurilor, şi mai cu seamă dezvoltarea lor în timp sub acţiunea sarcinii de exploatare, reduce durata lor de folosire, mai cu seamă atunci cînd grinzile cu zăbrele sînt exploatate în mediu agresiv, care apare frecvent la o mare parte din halele de fabricaţie din cadrul industriei chimice şi uneori al industriei metalurgice. La aceste sisteme, protecţia armăturilor de rezistenţă din tirant nu poate fi considerată rezolvată.

Fisurarea tălpii inferioare a grinzilor cu zăbrele, de tipul celor folosite în ţara noastră, reduce în mare măsură siguranţa la ancorarea barelor din elemente întinse în nodurile tirantului, fapt care poate conduce la smulgerea lor (ceea ce poate apărea mai cu seamă în cazul acţiunii sarcinilor dinamice, de exemplu, produse de acţiunea cutremurelor).

În afara dezavantajelor menţionate, la aceste sisteme consumul de armătură rezultă destul de mare, fiind de 8,01 kg/m^2.

Pentru eliminarea acestor dezavantaje esenţiale, începînd încă din anul 1959, în ţara noastră se introduc în proporţie din ce în ce mai mare arcele, apoi grinzile cu zăbrele cu tirantul precomprimat, alcătuite din elemente prefabricate, asamblate prin precomprimare. Dificultăţile ce apar la precomprimarea tălpii inferioare de formă poligonală au determinat pe proiectanţii din ţara noastră să renunţe la forma avantajoasă ce a fost obţinută la grinzile prefabricate cu tirantul frînt, fiind adoptat tirantul rectiliniu.

O dată cu înlocuirea tălpii inferioare de formă poligonală cu o talpă rectilinie, au apărut o serie de lipsuri, dintre care reţinem:

— stabilitatea grinzilor la răsturnare, în timpul montării şi depozitării, nu este asigurată, fapt care conduce la necesitatea executării unor lucrări suplimentare de sprijinire sau de susţinere şi care creează totodată mari dificultăţi în timpul transportului;

— grinzile cu zăbrele şi stîlpii construcţiilor sînt acţionaţi nefavorabil de sarcinile orizontale din cutremur sau din acţiunea vîntului, transmise de elementele ce alcătuiesc acoperişul, datorită braţului mare cu care acţionează aceste forţe (în raport cu solicitările produse de aceleaşi sarcini, atunci cînd tirantul grinzii cu zăbrele are formă poligonală);

— din motive constructive, armătura de rezistenţă, în tot lungul tălpii întinse, trebuie menţinută de aceeaşi secţiune, cu toate că eforturile din talpa inferioară în panourile marginale se reduc; acest mod de armare influenţează nefavorabil şi asupra alcătuirii nodului de capăt al grinzii, unde apar aglomerări de armături şi de ancoraje;

— rezemarea grinzilor pe stîlp se face printr-o singură bară, fără a avea alte rezerve, fapt care nu permite realizarea unei rigidităţi mai mari a structurii în ansamblu, ceea ce se poate răsfrînge nefavorabil asupra rezervelor de rezistenţă, necesare mai cu seamă pentru solicitările produse de acţiunea sarcinilor seismice.

În afara acestor dezavantaje, care se datorează formei profilului longitudinal al grinzilor, ce determină şi poziţia centrului de greutate în raport cu nivelul reazemelor, la sistemele de grinzi cu zăbrele, alcătuite din elemente prefabricate asamblate prin precomprimare, apar şi o serie de alte dezavantaje tehnologice, dintre care reţinem:

— la asamblarea pe şantier a elementelor prefabricate este necesar să se execute operaţii dificile legate de manipularea şi depozitarea bolţarilor, care fiind fragili fisurează uşor;

— la matarea rosturilor apar toate dezavantajele cunoscute de la turnarea betoanelor monolite pe şantier, cu singura diferenţă că volumul de mortar folosit este redus;

— pentru realizarea îmbinărilor metalice, se consumă o cantitate importantă de oţel de sudură şi manoperă de înaltă calificare;

— pentru montarea prefabricatelor este necesar a realiza reazeme indeformabile, care necesită amenajări de teren, consum de traverse şi balast;

— injectarea golurilor cablurilor, care nu totdeauna asigură protecţia satisfăcătoare a armăturilor, se face cu cheltuieli mari şi nu poate fi realizată pe timp friguros.

Din analiza modului în care se dezvoltă în străinătate elementele liniare de rezistenţă, pentru alcătuirea construcţiilor industriale, se constată tendinţa generală de a se renunţa la alcătuirea sistemelor realizate din elemente prefabricate de dimensiuni reduse, care apoi sînt asamblate prin precomprimare pe şantier; pe scară din ce în ce mai largă se aplică elementele mari, turnate dintr-o singură bucată (pe standuri), precomprimate cu armătură preîntinsă (alcătuită din toroane, corzi cu profil periodic, sîrmă împletită sau bare cu profil periodic), care sînt apoi transportate şi montate în structură; în cazuri extreme, pentru deschideri deosebite, sistemele liniare se alcătuiesc din două elemente (de lungime mare), care se execută de asemenea pe stand și care la montare se asamblează prin intermediul unor îmbinări metalice.

Menționăm totodată că armarea grinzilor cu zăbrele, cu cabluri alcătuite din sîrmă SBP, a căror protejare nu este niciodată sigură, prezintă totdeauna pericol de corodare, mai cu seamă atunci cînd mediul în care este exploatată construcția este agresiv (atmosferă cu umiditate ridicată, prezența în aer a acizilor etc.).

În general, din analiza formei grinzilor cu zăbrele, ce sînt aplicate în străinătate ([4], [5], [6], [7]) la alcătuirea acoperișurilor halelor industriale, rezultă că sistemele introduse în practică prezintă în mare măsură aceleași lipsuri care apar și la grinzile arc precomprimate, executate în țara noastră, și care se datorează în special faptului că tirantul are formă rectilinie, obligată de posibilitățile de pretensionare corespunzătoare a armăturilor preîntinse pe standuri sau a cablurilor postîntinse.

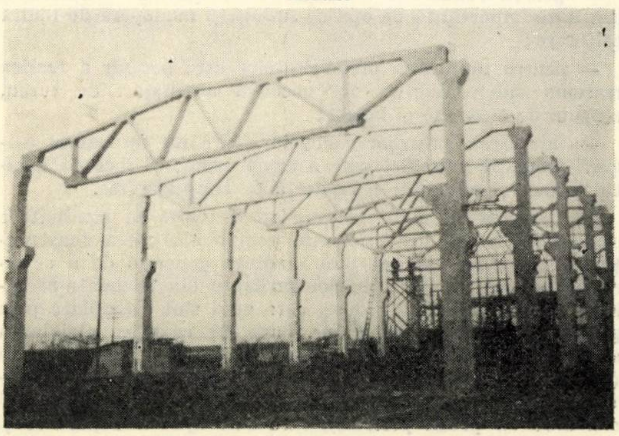
2. PRINCIPII DE ALCĂTUIRE ȘI DE EXECUȚIE A GRINZILOR CU ZĂBRELE STUDIATE. AVANTAJELE OBȚINUTE

Față de lipsurile menționate, în urma studiilor teoretice și experimentale efectuate în cadrul filialei INCERC Iași în colaborare cu catedra de beton armat, cu concursul T.R.C. Bacău*), s-a elaborat sistemul de grinzi cu zăbrele cu talpa inferioară de formă poligonală precomprimată; execuția grinzilor s-a conceput a fi realizată pe standuri mobile de inventar, în pachete. Grinzile cu zăbrele, realizate după sistemul propus, au fost încercate și introduse în practică, fiind montate la cinci construcții din regiunea Bacău — la SMT Răcăciuni (fig. 1), atelierul de prefabricate din cadrul T.R.C. Bacău, Moinești ș.a.

Sistemul propus, în principiu, este o grindă cu zăbrele cu talpa inferioară poligonală, precomprimată cu armătură preîntinsă din bare cu profil periodic, cu nivelul reazemelor situat deasupra centrului de greutate al grinzii (fig. 2). Acest mod de distribuție a materialului permite a se cîștiga toate avantajele formei profilului longitudinal al fermei neprecomprimate, iar precomprimarea a permis eliminarea lipsurilor semnalate la grinzile prefabricate.

Avantajele esențiale ce se obțin prin realizarea sistemului de grinzi cu zăbrele elaborat sînt :

Fig. 1. Aspectul grinzilor precomprimate cu talpa inferioară poligonală, după montare



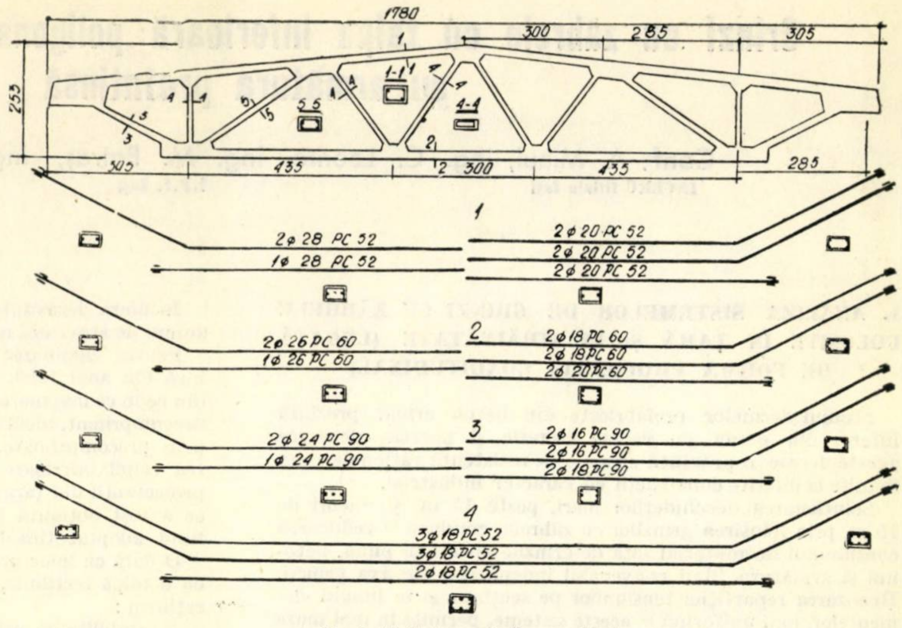


Fig. 2. Alcătuirea grinzilor cu zăbrele

a) Obținerea unor sisteme liniare de rezistență, la care materialul este rațional distribuit față de axa piesei, fiind asigurată totodată stabilitatea la montaj, depozitare și transport. Acest avantaj a permis ca grinzile executate pentru SMT Răcăciuni, SMT Filipești, atelierele Moinești, Bacău ș.a. să fie montate fără a fi necesară sudarea plăcuțelor de reazem și fără a se folosi elemente suplimentare pentru menținerea lor în poziție de proiect pînă la monolitizare (fig. 3). De asemenea, fără vreo dificultate, s-a putut efectua transportul grinzilor de la Bacău la Răcăciuni, la Moinești, pe distanțe ce depășesc 40 km, folosindu-se în acest scop două peridocuri și un tractor (fig. 4).

b) Dispunerea rațională a reazemelor, față de centrul de greutate al grinzii, asigură reducerea efectului nefavorabil al acțiunii forțelor orizontale, transmise structurii principale de rezistență prin elementele de acoperiș.

c) Talpa inferioară poligonală a permis reducerea secțiunii armăturii pretensionate din barele înclinate (fig. 2), ceea ce conduce la realizarea unor economii de oțel, determinate de posibilitatea distribuției mai raționale a armăturii în grinzile executate, în raport cu sistemele de grinzi cu zăbrele precomprimate, folosite astăzi în țara noastră.

d) Precomprimarea tălpii inferioare a permis, față de grinzile cu zăbrele prefabricate neprecomprimate, cu tirantul poligonal, să se elimine pericolul de fisurare pentru încărcările din sarcinile normate de exploatare, în consecință să asigure o bună protecție a armăturilor.

e) Totodată precomprimarea tălpii inferioare a permis să fie folosite betoane și oțeluri de calități superioare, ceea ce determină obținerea avantajelor cunoscute, dintre care menționăm : reducerea consumului de oțel, care este de circa 30 % în raport cu grinzile prefabricate, reducerea consumului de beton și mai cu seamă reducerea greutății proprii de la circa 7 500 kg la circa 5 500 kg, adică cu 2 000 kg pentru fiecare grindă.

f) Folosirea armăturii preîntinse, sub formă de bare cu profil periodic cu diametru mare, asigură condiții favorabile de protecție a barelor contra agenților agresivi, ceea ce lărgește domeniul de folosire al acestui sistem care poate fi aplicat și la construcțiile industriale în medii agresive.

g) Sistemul preconizat, de turnare pe standuri mobile (fig. 5), asigură condiții avantajoase de execuție a grinzilor pe oricare șantier de construcții și în fabricile de prefabricate, fiind necesare pentru organizarea lucrărilor cheltuieli neînsemnate.

h) Executarea grinzilor în pachete (fig. 6) a cîte 10—12 bucăți reduce spațiul de turnare, în raport cu spațiul necesar la executarea grinzilor preturnate sau chiar a acelora alcătuite din elemente prefabricate asamblate prin precomprimare, permițînd totodată concentrarea lucrărilor de instalații, armare, amenajări de platforme etc.

---

*) Un concurs deosebit a fost primit din partea ing. Rusei, director al T.R.C. Bacău, a ing. V. Stanciu și a ing. șef A. Mușat

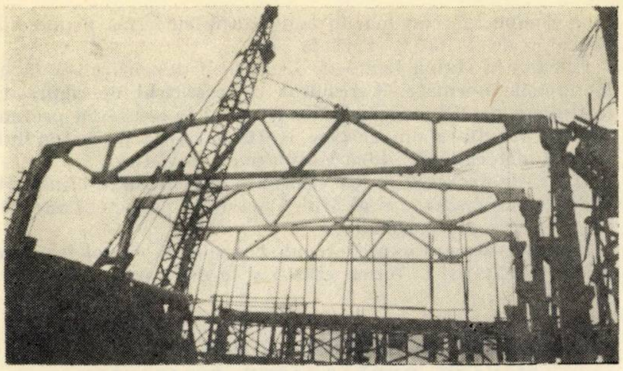


Fig. 3. Montarea grinzilor cu zăbrele

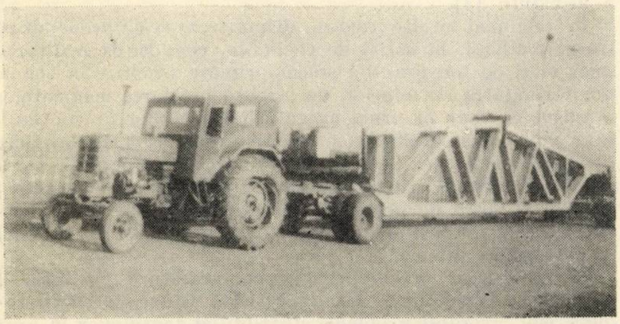


Fig. 4. Transportul grinzilor de 18 m deschidere

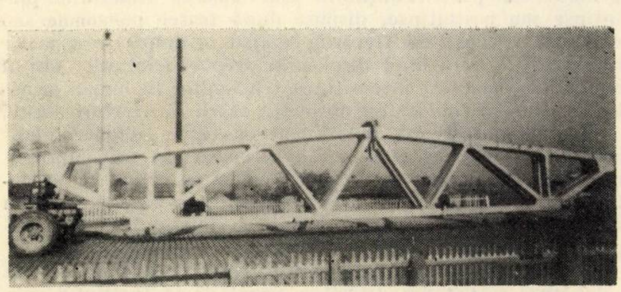


Fig. 7. Transportul grinzilor pe peridocuri simple, pe șosea

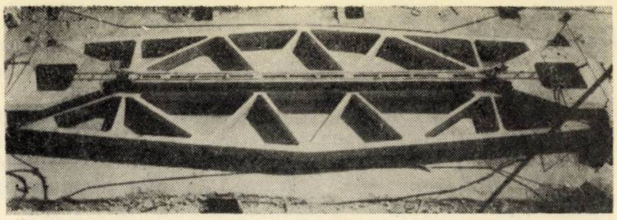


Fig. 5. Turnarea grinzilor pe standuri de inventar în poziție orizontală

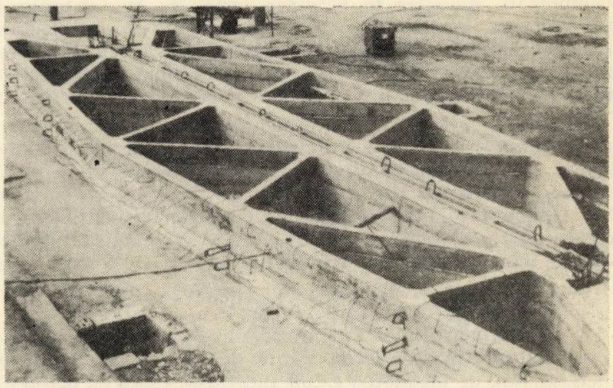
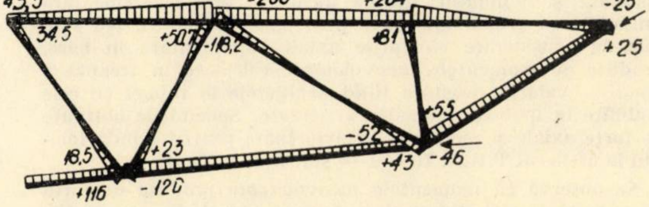


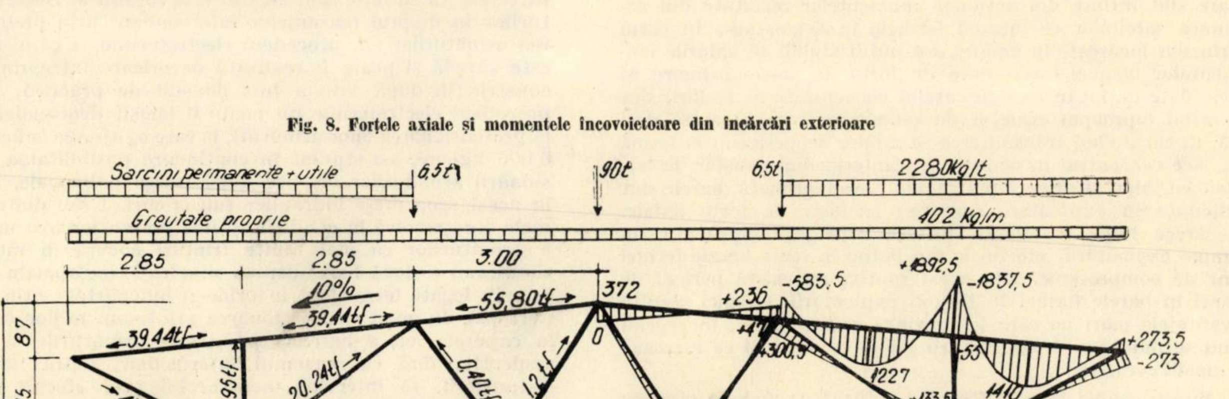
Fig. 6. Pachetul de grinzi cu zăbrele după decofrare



43,5
+323,5
-256
+204
-285
-25
34,5
+50,7
-118,2
+81
+25
+55
-52
18,5
+23
+43
-46
+116
-120

Fig. 9. Momente încovoietoare din precomprimare

Fig. 8. Forțele axiale și momentele încovoietoare din încărcări exterioare



Sarcini permanente + utile
6,5t
90t
6,5t
2280kg/t
Greutate proprie
402 kg/m
2.85
2.85
3.00
10%
-55,80tf-
39,44tf
39.44tf
43.72tf
6.95tf
20.24tf
0,40tf
1,2tf
.87
2.32
1.45
55,80tf
372
0
+236
-583,5
+1892,5
-1837,5
+4
+300,5
1227
55
+273,5
-273
+133,5
-43
1410
-32,3
+30
-48,5
54.80
-130
+133
2.85
4.35
3.00
4.35
2.85
17.40

i) Forma grinzilor şi precomprimarea tirantului asigură condiţii necesare pentru ca grinzile cu zăbrele executate să poată fi transportate, în condiţii avantajoase, fără a exista pericol de degradare a lor (fig. 7).

Avantajele obţinute la sistemul propus sînt legate, de fapt, de rezolvarea a două probleme esenţiale : realizarea întinderii armăturilor după trasee poligonale, în condiţii avantajoase, şi elaborarea tehnologiei de execuţie a grinzilor suprapuse, în pachete, pe standuri demontabile, mobile, de inventar.

3. ANALIZA STĂRILOR DE TENSIUNI ŞI UNELE DETALII DE PROIECTARE

Pentru experimentarea tehnologiei execuţiei grinzilor cu zăbrele, cu ajutorul standurilor de inventar, pentru analiza comportării grinzilor la acţiunea forţei de precomprimare, la transport, montare şi la acţiunea sarcinilor de exploatare şi a determinării siguranţei la fisurare şi a capacităţii de rezistenţă, au fost proiectate şi executate grinzi cu zăbrele cu talpa inferioară poligonală, cu deschiderea de 18 m (fig. 2).

În vederea asigurării condiţiilor de introducere a grinzilor experimentale imediat în producţie — ceea ce a permis experimentarea tehnologiei propuse pe un număr mare de grinzi turnate în pachet şi verificarea grinzilor la transport, manipulare şi montaj — profilul grinzilor, deschiderea, înălţimea lor, cît şi forma profilului longitudinal au fost alese în concordanţă cu cele date în proiectele tip pentru grinzile nepretensionate.

Caracteristicile geometrice ale grinzilor proiectate sînt :

— deschiderea teoretică 17,40 m ;

— înălţimea grinzii — 2,32 m egală cu 1/8,5 din deschidere ;

— înălţimea reazemelor la 1,45 m deasupra tălpii inferioare (determinată de înclinarea tălpii superioare egală cu panta de 1/10 a acoperişului).

Caracteristicile geometrice şi detaliile de armare pentru grinzile experimentale executate la Iaşi (armate cu PC 52 Ø 18) sînt prezentate în figura 2 varianta II stînga, iar pentru cele executate la Bacău (armate cu Ø 28) în figura 2 varianta I dreapta.

Calculul static al grinzilor cu zăbrele experimentale s-a făcut în domeniul elastic în două trepte — cu noduri articulate şi cu noduri rigide la acţiunea încărcărilor provenite din greutatea proprie şi a acoperişului şi din greutatea zăpezii şi a diferitelor instalaţii. Calculul s-a făcut pentru grinda încărcată prin chesoane şi luminător, grinda încărcată prin chesoane fără luminător şi grinda încărcată prin pane în noduri. Nu s-au luat în considerare eforturile axiale suplimentare în bare, produse de momentele încovoietoare calculate în treapta a doua — valorile acestora fiind neglijabile în raport cu cele stabilite în ipoteza nodurilor articulate. Solicitările obţinute — forţe axiale şi momente încovoietoare pentru grinda folosită la atelierul T.R.C. Bacău — sînt date în figura 8.

Se observă că momentele încovoietoare produse de forţa de precomprimare (fig. 9) dau eforturi de întindere pe părţile superioare ale barelor ce alcătuiesc cele două tălpi ale grinzilor cu zăbrele, iar în diagonale şi montanţi, pe părţile opuse celor care sînt întinse din acţiunea momentelor rezultate din acţiunea sarcinilor ce încarcă fermele în exploatare. În cazul grinzilor încărcate în noduri, s-a putut stabili că valorile momentelor încovoietoare, date de forţa de precomprimare, şi cele date de încărcarea cu sarcini concentrate în noduri, sînt sensibil (aproape) egale şi de semne contrare. Rezultă deci că, în cazul cînd transmiterea sarcinilor acoperişului la fermă se face concentrat în noduri, prin intermediul panelor, la fermele cu talpa inferioară poligonală precomprimată, barele sînt solicitate în exploatare (practic) exclusiv de forţe axiale. Deoarece talpa inferioară întinsă este precomprimată, în timpul exploatării, eforturile din beton în toate barele fermei sînt de compresiune. Din acest motiv, nu există pericol de fisuri în barele fermei în timpul exploatării. De aici rezultă avantajele mari pe care le prezintă aceste ferme, în special cînd se pune problema folosirii lor la construcţii ce lucrează în medii corosive.

Dimensionarea barelor fermei s-a făcut cu metoda stărilor limită, în ipoteza betonului de marcă B 400 şi a oţelului nepretensionat OL 38. Dimensionarea armăturii pretensionate din talpa inferioară s-a făcut considerînd oţelurile de mărci PC 52 şi PC 60, îmbunătăţite prin calibrare forţată, şi PC 90. Prin folosirea acestor oţeluri, au rezultat secţiuni ale armăturii care conduc la economii, în comparaţie cu ferma neprecomprimată, de la 30% pînă la 50%.

Calculul la starea limită de fisurare şi deformare s-a făcut la sarcinile normate. A rezultat un coeficient de siguranţă la fisurare de 1,2. Pierderile de tensiuni în armătura pretensionată, rezultate din curgere lentă şi contracţia betonului, au fost determinate după normativele sovietice.

O atenţie deosebită a fost acordată dimensionării armăturii nodurilor de reazeme şi alcătuirii acestora, precum şi ancorării armăturii pretensionate.

Faţă de sistemul experimentat, considerăm că pot fi aduse încă îmbunătăţiri la forma grinzii şi la distribuţia zăbrelelor.

4. PROBLEMA DISPUNERII ARMĂTURILOR PRETENSIONATE DUPĂ TRASEE POLIGONALE

Dificultăţile ce apar la dispunerea armăturilor pretensionate după trasee poligonale nu permit adeseori să se obţină la sisteme precomprimate cu armătură preîntinsă o distribuţie suficient de avantajoasă a tensiunilor în lungul elementelor, care nu totdeauna asigură o folosire raţională a betonului şi a armăturii [3].

În cele mai multe cazuri, dispunerea armăturilor după trasee rectilinii, la astfel de elemente, conduce la realizarea unor stări de tensiuni din precomprimare nedorite în zonele din vecinătatea reazemelor, nu asigură preluarea momentelor negative ce apar în urma executării legăturilor de continuitate, nu rezolvă satisfăcător preluarea eforturilor de întindere din barele înclinate. Aceleaşi motive împiedică pe proiectanţi să adopte, pentru grinzile cu zăbrele sau cele cu inimă plină, profilul în burtă de peşte [3], ale cărui avantaje sînt cunoscute şi care au fost evidenţiate (pentru grinzile cu zăbrele) în paragrafele anterioare.

În elementele precomprimate cu armătură postîntinsă, posibilitatea dispunerii cablurilor după trasee curbilinii rezolvă mai favorabil problema distribuţiei tensiunilor în lungul elementelor, fără a asigura totuşi obţinerea eforturilor dorite, datorită efectului nefavorabil al frecărilor, ce apar în zonele de curbură sau de frîntură ale armăturilor.

Cauza principală care frînează realizarea distribuţiei tensiunilor, mai raţională în lungul unor elemente liniare precomprimate, care poate fi obţinută prin folosirea armăturilor preîntinse sau postîntinse, dispuse după trasee poligonale sau curbilinii, o constituie frecările ce apar în dreptul reazemelor intermediare, care fiind dispuse în dreptul frînturilor sau al curburilor modifică intensitatea tensiunilor în lungul armăturilor, împiedicînd astfel obţinerea stării de eforturi dorite.

Motivele arătate au determinat ca forma tălpilor inferioare ale grinzilor cu zăbrele din beton armat precomprimat cu armătură preîntinsă şi chiar a celor cu armătură postîntinsă să fie rectilinie, ceea ce se răsfrînge nefavorabil asupra stărilor de tensiuni, asupra montării, manipulării şi transportului grinzilor cu zăbrele executate în diferite ţări.

Din studiile efectuate în cadrul filialei INCERC Iaşi, în colaborare cu Catedra de beton armat de la Institutul politehnic din Iaşi, a rezultat că traseele poligonale pot fi realizate fără ca să intervină efectul nefavorabil al frecării armăturilor în dreptul reazemelor intermediare prin pretensionarea armăturilor din procedeul electrotermic, a cărui aplicare este simplă şi poate fi realizată de oricare întreprindere de construcţii, după cum a fost dovedit de practică. Întrucît procedeul electrotermic nu poate fi folosit deocamdată decît la pretensionarea unor armături, la care σ_0 ajunge la maximum 6 000 kg/cm^2, s-a studiat în continuare posibilitatea pretensionării armăturilor dispuse după trasee poligonale, folosind în acest scop prese hidraulice sau cricuri. Unul dintre sistemele care rezolvă în condiţii optime pretensionarea mecanică a armăturilor cu mai multe frînturi constă în întinderea simultană a două bare dispuse simetric*) (ce aparţin la două grinzi), legate între ele prin bride şi îndepărtate prin distanţieri [2]. În acest caz, acţionarea printr-un mijloc oarecare, la capetele lor, a barelor, preîntinde armăturile la efortul respectiv, fără ca reazemul intermediar, adică brida sau distanţierii, să intervină nefavorabil prin efectul frecării. Practic, acest sistem poate fi uşor realizat prin folosirea unor standuri lungi obişnuite, cu culee, sau de genul celor ce au fost utilizate pentru executarea grinzilor experimentale, la care în zona rectilinie să fie introdus un grup de prese.

---

*) Invenţie 49350/65 O.S.I.

Rezolvarea pretensionării armăturilor dispuse după trasee poligonale, prin procedeul electrotermic (fig. 10) şi cel mecanic (fig. 11), a permis executarea şi introducerea în practică a grinzilor cu zăbrele cu talpa inferioară poligonală, ale căror avantaje au fost analizate la paragraful 2.

5. TEHNOLOGIA DE EXECUŢIE A GRINZILOR EXPERIMENTALE PE STANDURI DEMONTABILE DE INVENTAR

Este cunoscut faptul că sistemele alcătuite din elemente prefabricate asamblate prin precomprimare, pentru aceleaşi condiţii de execuţie, rămîn inferioare sistemelor executate dintr-o singură bucată, obţinute prin turnarea continuă a betonului, datorită caracterului lor monolit, omogen şi totodată posibilităţilor de realizare a armăturilor constructive continue.

Necesitatea executării matării rosturilor pe şantier nu elimină dezavantajele ce apar la turnarea betonului la faţa locului, iar necesitatea dispunerii elementelor prefabricate, care urmează a se asambla pe reazeme, la care nu sînt admise tasări pînă la precomprimarea sistemului, impune lucrări de organizare costisitoare şi spaţii tehnologice de lucru largi.

Injectarea golurilor în care sînt introduse cablurile la astfel de sisteme, pentru protecţia armăturilor pretensionate, în afara faptului că nu este sigură, necesită o tehnologie destul de complicată pentru care sînt necesare utilaje speciale. Din acest motiv, tendinţa care se observă în realizarea elementelor prefabricate, în majoritatea ţărilor, este de a se trece la execuţia elementelor de lungime pînă la 24 m prin tehnologia pe standuri, folosind pentru precomprimare armătură preîntinsă.

Faţă de această situaţie, în urma analizei lipsurilor pe care le prezintă sistemele de grinzi cu zăbrele, precomprimate, ce se execută la noi în ţară pentru deschideri de 18 şi 24 m, s-a analizat o nouă tehnologie de execuţie care să poată rezolva, în unele cazuri în condiţii mai avantajoase, executarea grinzilor cu zăbrele de 18 m. Tehnologia propusă, fără a necesita utilaje speciale, poate fi realizată în cadrul oricărui şantier din ţara noastră.

Execuţia grinzilor cu armătura preîntinsă este legată de folosirea unor standuri mobile, de inventar, care sînt realizate din elemente prefabricate, bolţari, ce pot fi transportate de pe un şantier pe altul şi asamblate pe şantier pentru a servi ca reazeme pentru ancorarea armăturii preîntinse (fig. 12). Pe aceste standuri grinzile cu zăbrele sînt turnate dintr-o singură bucată. Menţionăm că această tehnologie nu exclude, atunci cînd este raţional acest lucru, executarea grinzilor cu zăbrele în fabrica de prefabricate, pe poligoane de prefabricate, în ateliere sau pe şantiere centrale, urmînd ca elementele prefabricate să fie apoi transportate la locul de montare.

În figura 13 a şi b, este arătată realizarea unui astfel de stand după varianta III, în cadrul T.R.C. Bacău *).

În concepţia acestor standuri s-au avut în vedere următoarele :

— rentabilitatea de folosire a standului trebuie să fie maximă, în sensul că acest stand trebuie să asigure într-un interval redus de timp execuţia unui număr mare de elemente ;

— spaţiul tehnologic (care trebuie amenajat) să fie relativ redus ;

— standul să poată fi montat şi demontat fără dificultăţi şi transportat la oricare şantier, cu mijloace auto de care dispun organizaţiile noastre de construcţii, de nivelul T.R.C.

Faţă de aceste cerinţe, după cum rezultă din figura 12, s-a mers pe ideea turnării grinzilor cu zăbrele suprapuse, în pachete. Numărul de elemente turnate în pachet la standurile ce urmează a fi folosite în producţie s-a propus a fi de 2×5 sau 2×6.

În principiu, standul este alcătuit din elemente liniare cu lungimea de 3 m şi înălţimea pînă la 75 cm, cu goluri longitudinale centrale (fig. 13), elemente liniare evazate marginale şi două elemente de capăt. Forma elementelor

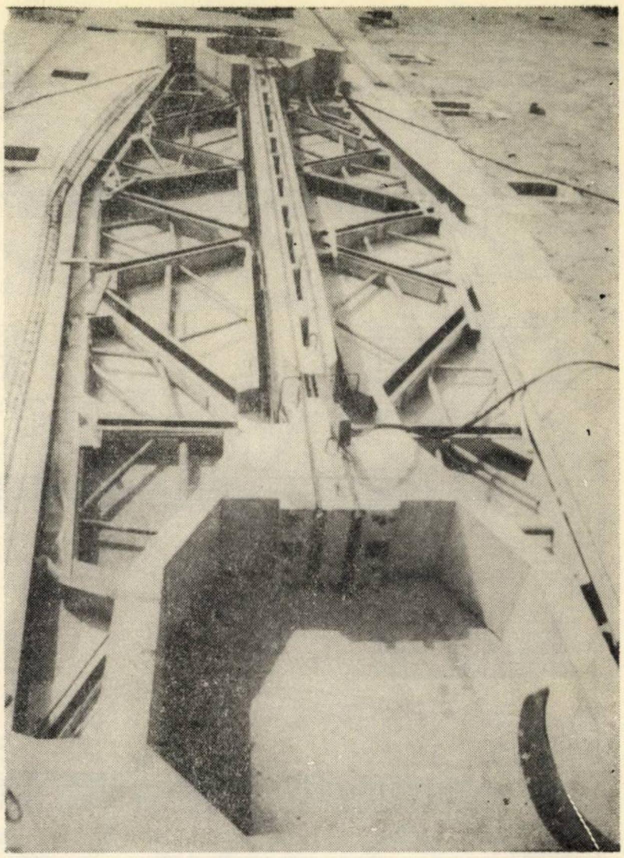
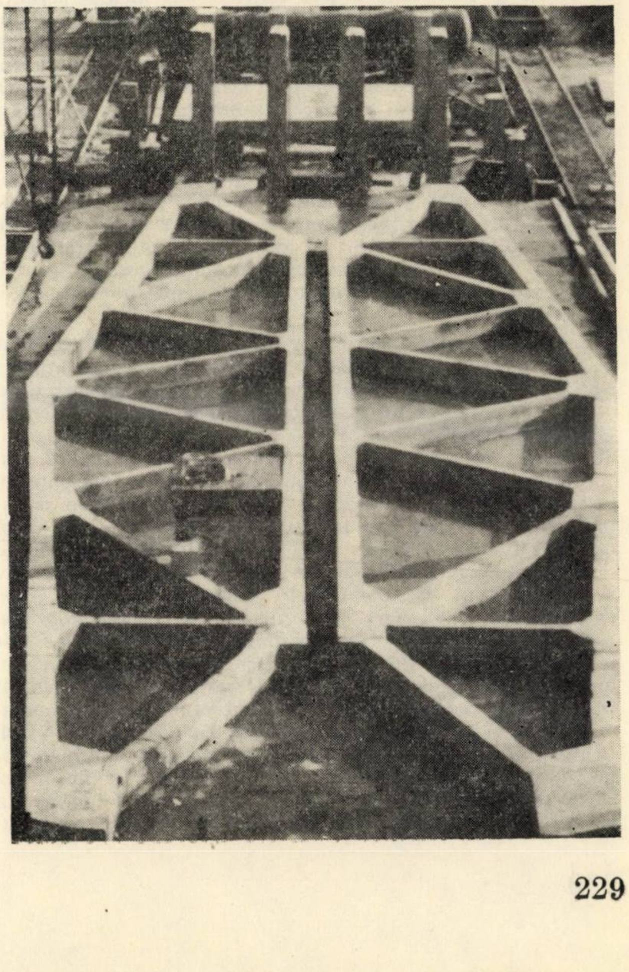


Fig. 10. Grinzi executate cu armătura preturnată prin procedeul electrotermic

Fig. 11. Grinzi executate la Iaşi cu armătura pretensionată prin procedeul mecanic pe stand cu culei



---

*) Execuţia lucrărilor a fost condusă de ing. Malaşincu, ing. A Poli şi de tehn. Sporici de la T.R.C. Bacău. Instalaţia electrică pentru pretensionarea electrotermică a fost executată sub conducerea ing. Cărăuşu,

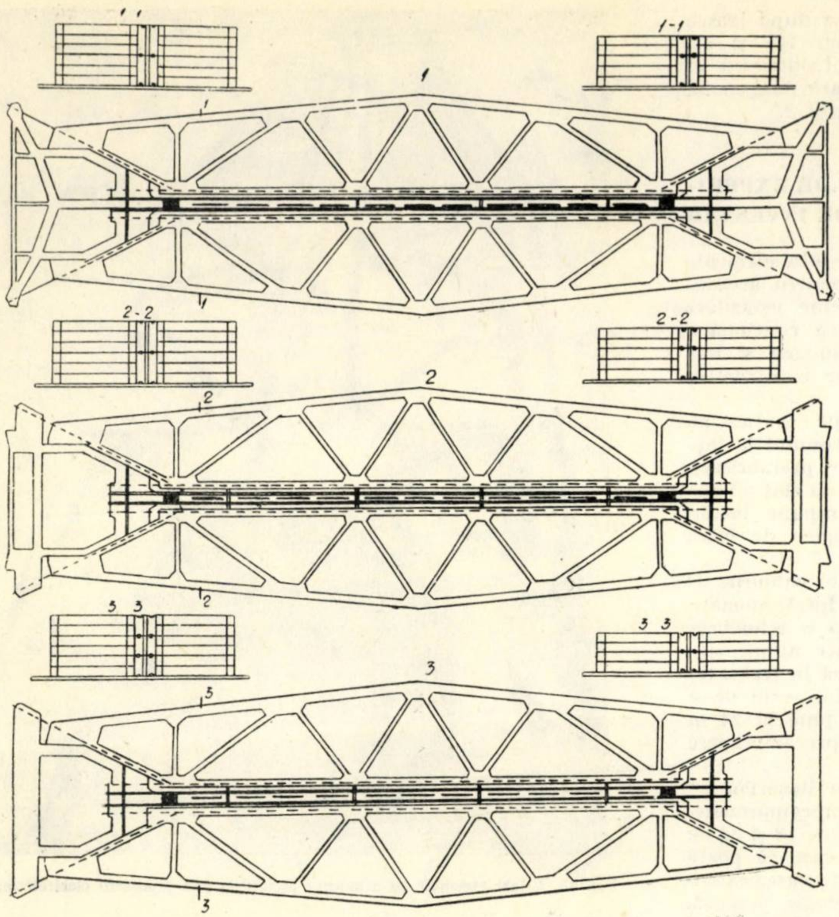


Fig. 12. Standuri demontabile din bolțari; variante de alcătuire

de capăt și marginale a fost astfel aleasă încît să permită realizarea armăturii preîntinse cu traseu poligonal, ce urmărește talpa inferioară a grinzilor cu zăbrele, și a întreruperii și blocării armăturii cu traseu drept (pentru reducerea consumului de armătură). La elementele marginale a fost necesară asigurarea posibilității de trecere a bridelor de legare transversală a armăturilor cu traseu poligonal în punctul de frîntură, care s-a realizat în soluția studiată printr-o rețea (grilă) de bare de oțel pătrate. Elementele de capăt, care au o suprafață mare în plan și care trebuie să preia forțe mari, egale cu suma forțelor de precomprimare a 6—12 grinzi, egală cu 500—1 000 tf, s-au realizat de formă adecvată acestei funcțiuni, cu gol interior, după cum rezultă din figura 12, pentru a exista totodată posibilitatea blocării armăturilor rectilinii din zona centrală.

Fazele de execuție a grinzilor executate pe stand, de tipul celor proiectate, au constat din următoarele operațiuni: Barele de Ø 28 mm, calibrate, drepte, și cele cu frînturi, după ce au fost fasonate, au fost montate în poziția de proiect la cîte două grinzi gemene. După ce barele cu traseu poligonal au fost legate două cîte două în dreptul frînturilor, cu ajutorul bridelor, s-a început tensionarea. De la început au fost tensionate barele drepte, care au precomprimat avantajos standul. Apoi s-au întins barele poligonale, cîte două deodată. Blocarea barelor s-a făcut cu ajutorul unor piulițe și șuruburi cu prelungitor, care la capăt, printr-un dispozitiv simplu, alcătuit din două inele, asigurau deplasarea după nevoie a blocajului barei (alcătuit din două eclise din oțel beton sudate de bară). Pentru pretensionare, barele au fost introduse în circuitul electric, alimentat prin intermediul unui grup de patru transformatori de 350 amperi, legați în paralel. Blocarea barelor s-a făcut atunci cînd temperatura de încălzire a lor a ajuns la circa 350°C, care a fost verificată prin măsurarea deformației de alungire și prin intermediul unui aliaj de plumb-cositor cu punctul de topire 350°C (fixat de bara care se pretensiona). După blocare, în urma răcirii, corespunzător deformației elastice împiedicate, în armăturile poligonale și rectilinii se naște un efort care corespunde limitei de curgere a barelor. S-a căutat, pentru a avea siguranța realizării efortului, să se depășească temperatura necesară (circa 300°C), obținîndu-se în acest mod și o nouă calibrare a barei, neînsemnată în ceea ce privește creșterea limitei de curgere și a deformației. Acest mod de întindere a barelor prin procedeul electrotermic asigură realizarea efortului propus și conduce la reducerea pierderilor de tensiuni din cedări de blocaje, din deformația elastică a standului etc.

După ce operația de pretensionare pentru cele două grinzi (care poate fi realizată în circa 3 ore) s-a terminat s-a introdus armătura constructivă și de rezistență cu care s-a armat grinda după metode tradiționale. Apoi s-au montat cofrajele și s-au turnat primele două grinzi. La un interval de circa 12 ore, operațiile s-au repetat pentru executarea următoarelor două grinzi ș.a.m.d. Pentru a nu se produce aderența betonului între două grinzi suprapuse, s-a interpus la turnarea următoare un strat de hîrtie. Cofrajele cu care s-au executat grinzile unui nivel superior au fost cele demontate de la grinzile deja turnate, de la nivelul imediat inferior. Transferul s-a făcut la șapte zile după turnarea ultimelor grinzi.

Pentru grinzile experimentale, executate la Iași pentru încercare, ancorarea barelor s-a făcut de culeele standului de precomprimare. Traseele poligonale au fost realizate de asemenea cu ajutorul bridelor cu care se prindeau barele gemene de la cele două grinzi, două cîte două, formînd un ansamblu care a fost tras de la capete, în bloc, prin procedeul mecanic.

Aspectul grinzilor turnate la Bacău, după ridicare în poziția verticală, este arătat în figura 14, iar în figura 11 se arată aspectul grinzilor turnate la Iași, în poziție orizontală.

6. TRANSPORTUL GRINZILOR. COMPORTAREA ACESTORA LA TRANSPORT ȘI MANIPULARE

Concepția tehnologiei de execuție a grinzilor experimentale, prin folosirea standurilor de inventar, pleacă de la ideea preturnării grinzilor pe șantiere în vecinătatea locului de montare, pentru a elimina în cît mai mare măsură transportul lor pe distanțe mari. Modul acesta de soluționare a problemei este rațional dacă există pe șantierul respectiv condițiile necesare rezolvării lucrărilor de organizare pe care le impune execuția unor astfel de elemente, după tehnologia arătată. Menționăm că pentru a fi rentabilă organizarea turnării unor astfel de grinzi, trebuie avută în vedere necesitatea executării unor platforme, a unor bancuri de fasonare a armăturilor, existența utilajului de preparare a betonului etc. Numărul de elemente, ce urmează a fi executate, trebuie să fie totuși destul de mare (de ordinul zecilor) pentru ca pe un astfel de stand să se facă cîteva turnări repetate. În unele cazuri, cînd este necesar a se executa construcții la care numărul de grinzi este de exemplu 4—10 bucăți, apare mai rațională organizarea turnării unor astfel de elemente într-un centru care să deservească cîteva șantiere mai mici, cum este cazul construcțiilor agricole (SMT, depozite, grajduri), la care numărul total de elemente ajunge în mod obișnuit sub 10 bucăți, deci o singură turnare pe stand. Astfel de centre pot fi organizate în cadrul unor șantiere cu pondere mai mare de folosire a unor astfel de elemente, sau grinzile pot fi executate pe platforme deschise sau în ateliere improvizate pentru prefabricate, care deser-

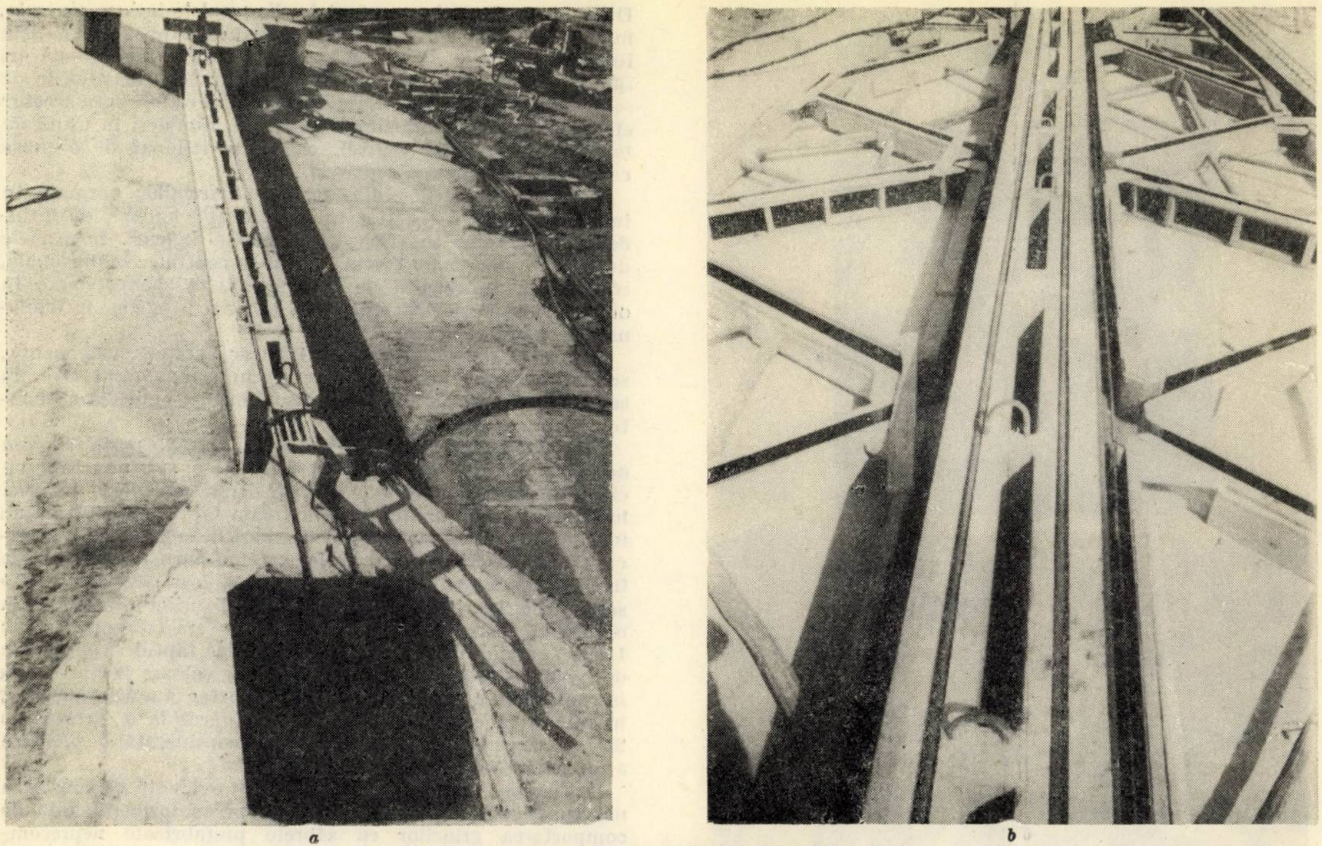


Fig. 13. Aspectul standului demontabil executat de T.R.C. Bacău
a — ansamblu; b — inima standului

vesc un grup de lucrări, sau ateliere din cadrul T.R.C. etc. Totodată organizarea executării grinzilor cu zăbrele, de tipul celor experimentate, poate fi concepută după aceleași principii, în condiții avantajoase, în fabricile de prefabricate cu caracter republican, în hale sau pe pistele exterioare.

În toate aceste cazuri apare necesitatea transportului grinzilor la locul de montare. Pentru a verifica în ce măsură grinzile experimentale rezistă la sarcinile ce revin din transport și manipulare și totodată pentru experimentarea mijloacelor tehnice de transport pe șosea a unor grinzi de 18 m — operație ce nu a fost încă realizată în țara noastră — în cadrul experimentărilor întreprinse s-a avut în vedere și această latură. În acest sens, cu sprijinul Sfatului popular regional Bacău, T.R.C.-Bacău a aplicat în practică sistemul de grinzi propus la S.M.T.-Răcăciuni. Astfel, un număr de nouă grinzi cu zăbrele de 18 m deschidere, care au fost executate pentru acoperișul atelierului S.M.T.-Răcăciuni, au fost transportate de la Bacău la Răcăciuni la locul de montare. Transportul s-a efectuat cu două peridocuri (fig. 7) care au fost tractate de un tractor (fig. 4) și care au permis totodată înscrierea lor în curbă, pe străzile orașului Bacău. S-au transportat cîte două grinzi deodată, solidarizate între ele prin intermediul unor juguri din dulapi și distanțate cu fururi din lemn. Viteza medie de transport pe șosea a fost de circa 20 km/h. Nu au apărut dificultăți la înscrierea în curbe pe șosea și practic nici în oraș. Primul transport al grinzilor a fost însoțit de reprezentanți ai controlului de circulație D.M.R., care au stabilit că transportul poate fi făcut în condiții normale.

Menționăm că bara de legătură a celor două peridocuri o constituie talpa precomprimată a grinzii cu zăbrele (fig. 7). Vîrtejurile de pe peridocul de capăt au asigurat rotirea liberă a reazemelor grinzii, ceea ce a eliminat apariția unor momente transversale periculoase. Din analiza grinzilor transportate s-a constatat că acestea nu au suferit degradări și nu au apărut fisuri, ceea ce a scos în evidență posibilitatea realizării transportului acestor grinzi cu utilaje ieftine, fără dificultăți în condițiile șoselelor naționale din țara noastră. Peridocurile pe două roți sînt utilaje ușoare și, în consecință, tractarea lor prin intermediul însuși al grinzii este posibilă fără ca aceasta să se reflecte nefavorabil asupra rezistenței elementului.

Astfel de grinzi au mai fost transportate la Filipești, Moinești și Piatra Neamț.

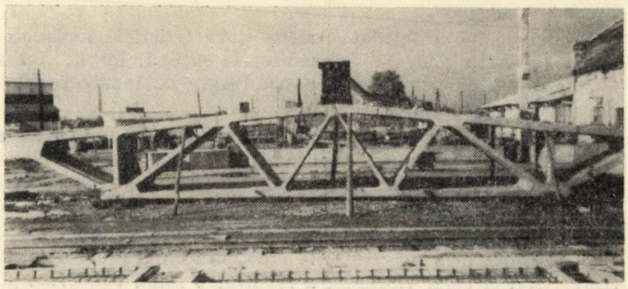
Menționăm că forma aleasă a grinzilor este aceea care a permis efectuarea transportului fără dificultăți, deoarece asigură o bună stabilitate a sistemului la acțiunea solicitărilor din transport. Dispunerea reazemelor deasupra centrului de greutate al elementului face ca solicitările produse de forțele de inerție să nu producă decît eforturi reduse în elementele comprimate ale grinzii.

Rezultatele obținute, din observațiile făcute la transportul grinzilor experimentale, scot în evidență posibilitatea de a se trece și în țara noastră la executarea centralizată a unor elemente precomprimate cu deschideri pînă la 18 m (chiar și 24 m), care să fie apoi transportate în condiții avantajoase la locul de montare, dacă forma lor este în concordanță cu nevoile ridicate de transport.

7. REZULTATE OBȚINUTE LA ÎNCERCAREA GRINZILOR

În vederea cunoașterii stărilor de tensiuni și de deformații din efectul de precomprimare, pe una din grinzile de la Bacău și pe cele două grinzi executate la Iași s-au

Fig. 14. Aspectul grinzilor turnate de T.R.C. Bacău după ridicarea în poziție verticală



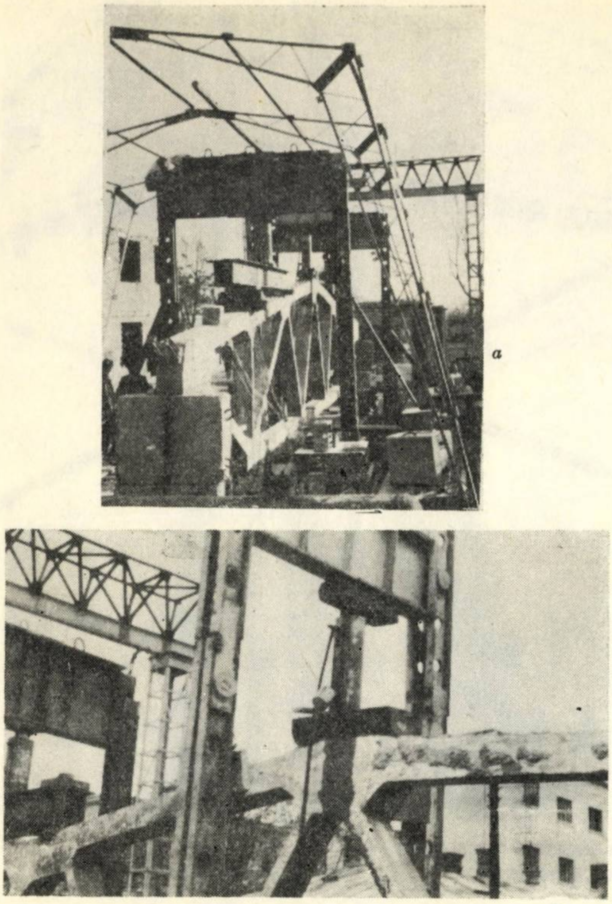


Fig. 15. Aspecte de la încercarea grinzilor
a — aspect general; b — modul de acţionare

montat traductori electrici rezistivi cu baza de 10 cm şi comparatoare de 1/100 mm precizie, cu ajutorul cărora s-au putut determina eforturile de compresiune şi de întindere ce apar în beton după transfer, deformaţia elastică a tălpii interioare şi contrasăgeata. Menţionăm că eforturile stabilite la una din grinzile executate la Bacău au rezultat ceva mai mari (cu circa 15%) decît cele măsurate la grinzile executate la Iaşi, însă apropiate de cele stabilite prin calcul. Valoarea maximă a efortului de compresiune, înregistrată în tirant, a fost de 140 kg/cm^2 pentru grinzile executate la Bacău. Din compararea rezultatelor se constată o foarte bună concordanţă între calcule şi măsurători. Scurtarea elastică a tirantului în zona centrală, pe porţiunea dreaptă, a rezultat la cele trei grinzi la care s-au făcut măsurătorile de 4,75 mm, 5,30 mm şi 5,12 mm. Contrasăgeata măsurată în poziţie orizontală a grinzilor a rezultat de 12,8 mm, 13,7 mm şi 13,3 mm.

Pentru analiza comportării grinzilor sub acţiunea sarcinilor exterioare, una din grinzile de la Iaşi a fost experimentată pe standul de încercare al filialei INCERC Iaşi. În figura 15 a şi b este prezentat aspectul general al încercării. Încărcarea grinzii s-a făcut cu cinci sarcini concentrate dispuse în noduri, realizate cu ajutorul a trei prese hidraulice, dispuse astfel încît să realizeze reacţiunile transmise de luminător şi pane.

În figura 16 este dată curba caracteristică încărcare-săgeată pentru nodurile inferioare ale grinzii, iar în figura 17, deformaţiile pentru cele patru trepte de încărcare pînă la sarcina normată.

La cele cinci încărcări şi descărcări succesive, pînă la sarcina normată de exploatare, deformaţiile remanente cumulate nu au depăşit 6% din deformaţia totală, ceea ce indică o comportare aproape elastică pînă la sarcina normată.

Din analiza stărilor de tensiuni obţinute prin calcul şi cele obţinute prin măsurătorile efectuate cu traductori electrorezistivi şi corzi vibrante, a rezultat o bună concordanţă. Diferenţe mai mari au apărut la diagonalele întinse centrale, în care eforturile sînt însă mici. Aceasta a explicat şi apariţia fisurilor în aceste diagonale la o încărcare de circa două ori sarcina admisibilă, care nu sînt justificate prin valorile ce se obţin din calculul teoretic. Este posibil ca mărimea acestor eforturi să fi fost influenţată de unele rămîneri în urmă de încărcare a nodului central, care era acţionat de o presă conectată la o pompă separată.

Valoarea eforturilor din acţiunea sarcinilor normate în talpa inferioară a rezultat în jurul a 100 kg/cm^2, de întindere, iar în talpa superioară de circa 60 kg/cm^2, în primele două bare, şi circa 90 kg/cm^2 în barele centrale. În diagonale, efortul maxim rezultă de 50 kg/cm^2, de compresiune, în diagonala comprimată urcătoare, şi circa 9 kg/cm^2 în diagonalele centrale întinse.

În urma analizei cu lupa a tuturor barelor componente, se poate afirma cu certitudine că în grinda respectivă, la sarcina normată nu au apărut fisuri în nici unul din elementele componente.

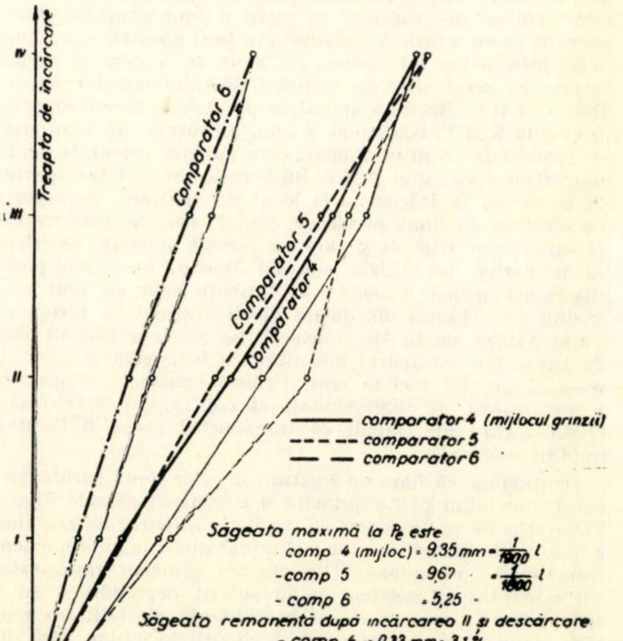
Prin încărcarea în continuare a grinzii, peste sarcina normată, fisurile au fost observate la o sarcină egală cu circa 1,5 sarcina normată. Primele fisuri au apărut în bara înclinată a tălpii continue. Remarcăm faptul că fisurile s-au format, una cîte una, la diferenţe mari de sarcini. La o încărcare de două ori mai mare decît sarcina normată procesul de fisurare nu a fost terminat. Grinda a fost descărcată la o sarcină de 2,1 P_{expl}. Redeschiderea fisurilor s-a produs la o sarcină apropiată de sarcina de fisurare (se apreciază la 1,4 din sarcina normată). Aceasta indică faptul că pierderile de tensiune produse au fost reduse ca valoare la încărcarea în continuare a grinzii. O creştere importantă a deformaţiilor, în raport cu creşterea sarcinilor, a apărut la o sarcină de 2,4 ori sarcina normată, care a fost considerată o pierdere a capacităţii de rezistenţă a grinzii.

Datele obţinute la încărcare scot în evidenţă comportarea net superioară a grinzii cu zăbrele precomprimate, faţă de comportarea grinzilor cu zăbrele prefabricate neprecomprimate [1], care au fost încercate în cadrul şantierului de la Roznov şi la care consumul de beton a fost cu circa 20% mai mare, iar consumul de armătură cu circa 30% mai mare.

8. INDICI TEHNICO-ECONOMICI REALIZAŢI

Pentru a face unele aprecieri asupra eficienţei tehnico-economice a grinzilor experimentate, s-au comparat consu-

Fig. 16. Curbe încărcare-deformaţii



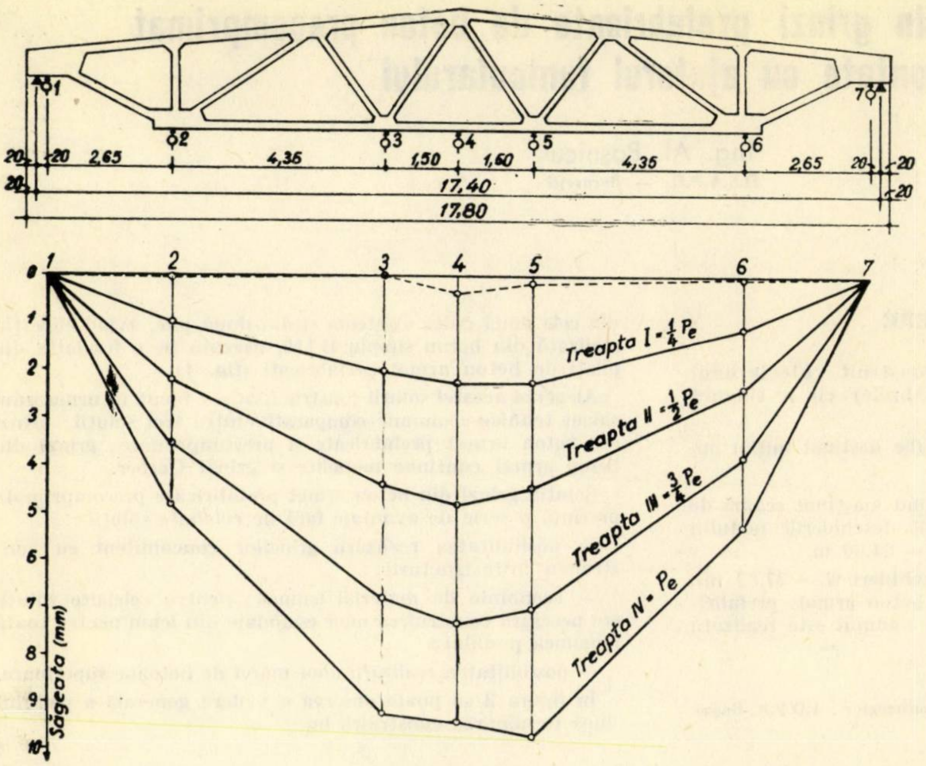


Fig. 17. Săgeţi

murile de beton şi armătură, rezultate la grinzile precomprimate cu bare cu talpa inferioară poligonală (realizate în baza studiului elaborat), cu grinzile prefabricate din beton armat neprecomprimat cu talpa inferioară poligonală şi cu grinzile arc alcătuite din elemente asamblate prin precomprimare. Rezultă că, consumul de armătură la grinzile experimentale, în cazul folosirii oţelurilor PC 52, este de 6,16 kg/m^2 faţă de 8,01 kg/m^2, obţinut la grinzile prefabricate neprecomprimate, şi 5,77 kg/m^2, obţinut la grinzile alcătuite din elemente prefabricate asamblate prin precomprimare. Prin folosirea oţelurilor PC 90, consumul de armătură la grinzile experimentale devine sensibil egal cu cel obţinut la grinzile alcătuite din elemente prefabricate asamblate prin precomprimare cu cabluri din sîrmă SBP. Menţionăm că de fapt consumul de oţel la grinzile arc precomprimate este mult mai mare decît cel arătat, dacă se iau în consideraţie şi profilele laminate ce sînt folosite pentru îmbinările de la talpa comprimată.

În ceea ce priveşte consumul de beton, grinzile studiate prezintă indici net superiori faţă de celelalte sisteme, fiind totodată şi cele mai uşoare. Astfel, pentru grinzile arc se consumă o cantitate de circa 2,50 m^3 beton, pentru grinzile prefabricate necomprimate circa 2,54 m^3 beton, în timp ce pentru grinzile studiate consumul de beton este de numai 2,025 m^3.

9. CONCLUZII

În baza cercetărilor efectuate asupra concepţiei tehnologiei de execuţie, comportării sub acţiunea încărcărilor grinzilor cu zăbrele cu talpa întinsă poligonală precomprimată, cu armătură sub formă de bare dispuse după trasee poligonale, pretensionate prin procedeul electrotermic sau mecanic, s-au tras următoarele concluzii esenţiale :

a) Lipsurile principale constatate la grinzile cu zăbrele precomprimate, folosite pentru alcătuirea acoperişurilor halelor industriale ce sînt executate la noi în ţară şi străinătate, se datorează în special faptului că tirantul are formă rectilinie, obligată de posibilitatea pretensionării corespunzătoare a armăturilor postîntinse.

b) Sistemul de grinzi cu zăbrele precomprimate studiate se deosebeşte principial de sistemele de grinzi cu zăbrele pentru deschiderea de 18 m, folosite în ţară şi străinătate prin forma tălpii inferioare poligonale (şi totodată precomprimate cu armătură preîntinsă).

c) Modul de distribuţie al materialului în elementul comprimat al grinzilor cu zăbrele a permis să se obţină toate avantajele profilului longitudinal, pe care le oferă forma neprecomprimată, iar precomprimarea tălpii întinse a permis eliminarea lipsurilor semnalate la grinzile prefabricate.

d) Sistemul preconizat de turnare pe standuri demontabile de inventar asigură condiţii avantajoase de execuţie a grinzilor pe oricare şantier de construcţii, fără a fi necesare pentru organizarea lucrărilor decît cheltuieli neînsemnate. Execuţia grinzilor în pachete, a cîte 10 — 12 bucăţi, reduce spaţiul de turnare, permiţînd totodată concentrarea lucrărilor de instalaţii, armare, betonare, amenajări de platforme etc.

e) Transportul grinzilor pe distanţa de 40 km, de la Bacău la Răcăciuni, Moineşti, Filipeşti etc. a scos în evidenţă comportarea lor deosebit de bună la solicitările ce apar în timpul transportului, obţinută în special datorită formei avantajoase a profilului longitudinal.

f) Consumul de oţel la grinzile propuse este aproximativ egal cu cel obţinut la grinzile arc precomprimate şi cu mai mult de 30% mai redus decît cel folosit la grinzile prefabricate cu profilul tălpii întinse poligonal.

g) Faţă de avantajele enumerate se propune extinderea aplicării acestui sistem, în primul rînd în cadrul halelor pentru industria chimică şi apoi şi în alte construcţii ; se recomandă a se folosi armătura PC 90.

Bibliografie

[1] Mihul A. ş.a. : *Studiul teoretic şi experimental al unor grinzi cu zăbrele din beton armat*, Buletin IPI, 1961.

[2] Mihul A. ş.a. : *Cercetări asupra grinzilor în două pante din beton precomprimat cu armătură dispusă după trasee poligonale preîntinse prin procedeul electrotermic*, Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, nr. 7, 1963.

[3] Mihul A. : *Studii asupra posibilităţilor de utilizare mai raţională a tensiunilor artificial introduse în elementele din beton în vederea folosirii optime a proprietăţilor mecanice ale betonului şi armăturii*, Comunicare prezentată la sesiunea ştiinţifică a Institutului politehnic Iaşi din 4—7 februarie 1965.

[4] *** : *Fourth Congress of the Federation Internationale de la Precontrainte* Rome-Naples 1962, Papers, Theme IV.

[5] *** : *Predvaritelino naprejenii jelezobeton za rubejom*, Moscova, 1961.

[6] *** : *Priminenie predvaritelino naprejenovo jelezobetona za rubejom*, Moscova, 1964.

[7] *** : Beton und Stahlbetonbau, nr. 3, 7959.

Pod alcătuit din grinzi prefabricate de beton precomprimat montate cu ajutorul funicularului *)

Ing. Al. Pașnicu
D.S.A.P.C. — București

I. INTRODUCERE

Cu un număr de ani în urmă s-au construit culeele unui pod definitiv metalic (grinzi cu zăbrele) cu o singură deschidere l = 84,00 m.

În timpul războiului, tablierul metalic destinat inițial podului a fost montat în altă parte.

La proiectarea podului de beton armat s-a ținut seamă de existența celor două culee, astfel încît deschiderile podului erau dictate de deschiderea inițială l = 84,00 m.

Podul de beton armat are trei deschideri (l = 27,33 m), realizate din grinzi independente din beton armat, prefabricate și precomprimate. Infrastructura podului este realizată din cele două culee existente și din două pile, avînd elevația realizată din beton simplu B 110, așezată pe o fundație din piloți de beton armat prefabricați (fig. 1).

Alegerea acestei soluții constructive s-a făcut în urma unui calcul tehnico-economic comparativ între trei soluții: grinzi din beton armat prefabricate și precomprimate; grinzi din beton armat continue monolite și grinzi Gerber.

Soluția grinzi din beton armat prefabricate precomprimate prezintă o serie de avantaje față de celelalte soluții:

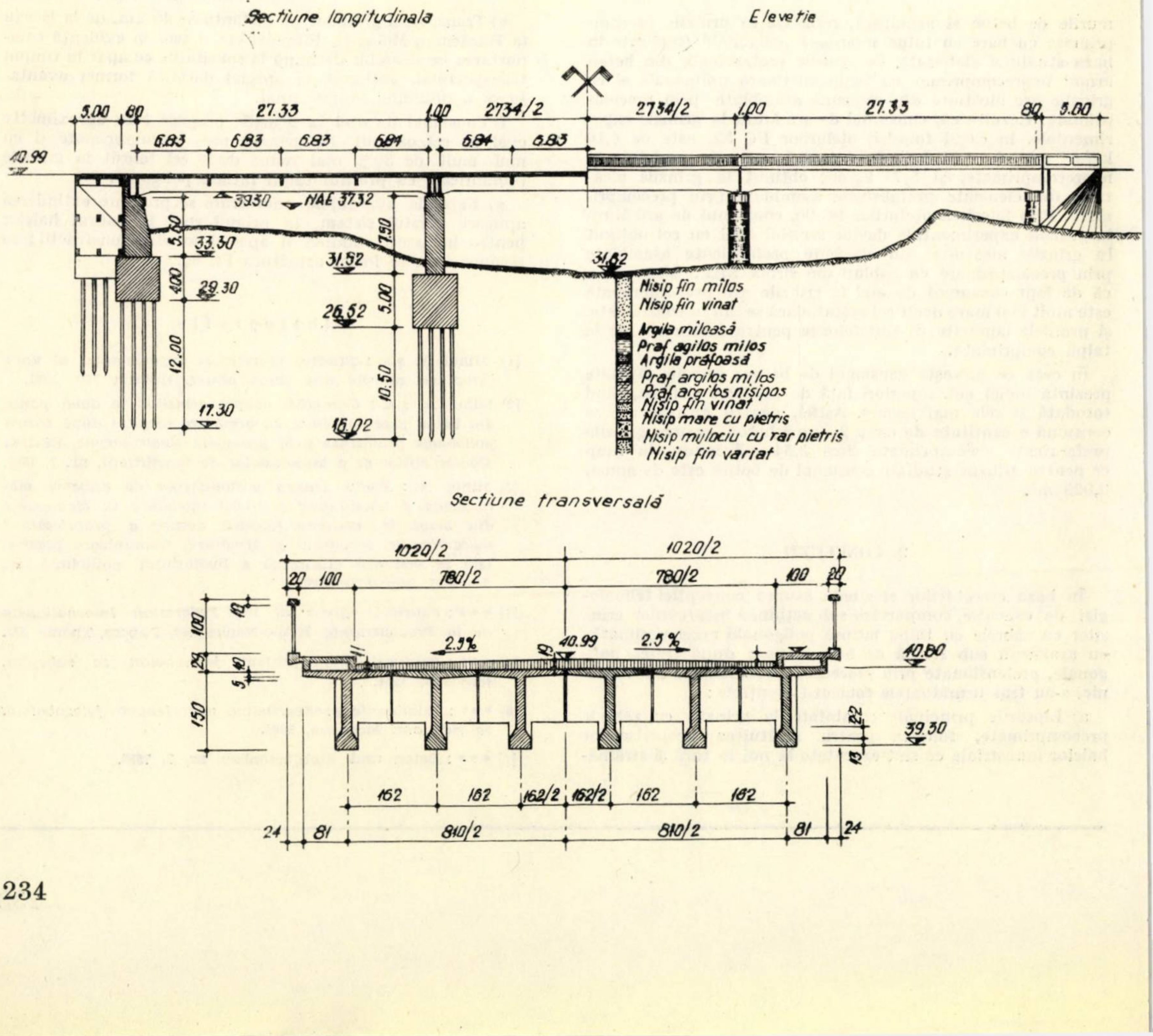
— posibilitatea realizării grinzilor concomitent cu construirea infrastructurii;

— economie de material lemnos; pentru celelalte soluții era necesară construirea unor eșafodaje din lemn pentru toată lungimea podului;

— posibilitatea realizării unor mărci de betoane superioare.

În figura 2 se poate observa o vedere generală a podului după terminarea construirii lui.

Fig. 1. Dispoziție generală


Sectiune longitudinala
Elevetie
5.00
80
27.33
1.00
2734/2
2734/2
1.00
27.33
80
5.00
6.83
6.83
6.83
6.84
6.84
6.83
40.99
39.50
NAE 37.52
5.50
33.30
4.00
29.30
12.00
17.30
7.50
31.52
5.00
26.52
10.50
15.02
31.82
Nisip fin milos
Nisip fin vinat
Argila miloasă
Praf agilos milos
Argila prăfoasă
Praf argilos milos
Praf argilos nisipos
Nisip fin vinat
Nisip mare cu pietris
Nisip mijlociu cu rar pietris
Nisip fin variat
Sectiune transversală
1020/2
1020/2
20
100
780/2
780/2
100
20
10
100
25
10
5
150
11
2.5%
40.99
10
2.5%
40.80
22
39.50
13
162
162
162/2
162/2
162
162
24
81
810/2
810/2
81
24

---

*) Proiectant: D.S.A.P.C.-București; Constructor: I.D.P.R.-București

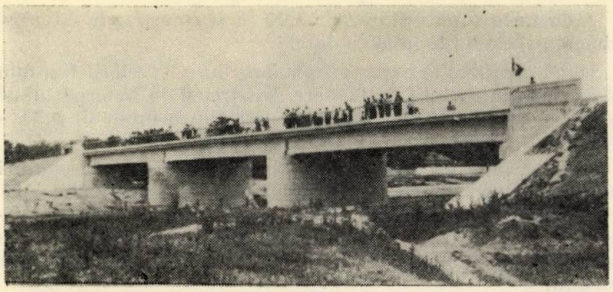


Fig. 2. Vedere generală a podului de beton armat

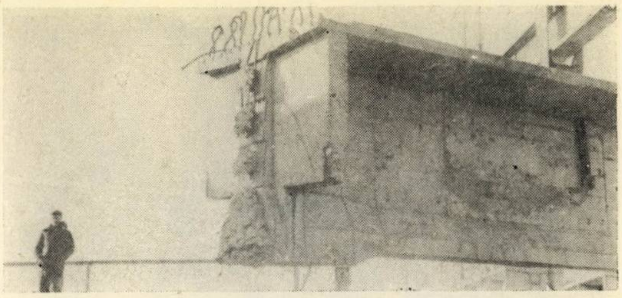


Fig. 4. Vedere antretoaze

II. PROBLEME DE PROIECTARE ȘI EXECUȚIE ALE STRUCTURII

1. După cum s-a amintit mai sus, podul de beton armat are trei deschideri, 27,33 + 27,33 + 27,33 m, realizate din grinzi de beton armat B 400, simplu rezemate, prefabricate precomprimate (fig. 1). În secțiune transversală sînt șase grinzi în formă de T, dispuse la distanță de 1,62 m interax.

Calea pe pod are o lățime de 7,80 m și două trotuare de cîte 1,00 m fiecare. Trotuarul este realizat din dale prefabricate pe șantier.

Clasa de încărcare, peste care a fost dimensionat podul, este clasa I (convoi A 13-S 60), conform STAS 3 221-63.

Grinzile în formă de T au o placă de 1,60 m, inima de 15 cm și înălțimea de 1,50 m.

La partea inferioară ele au un buzunar de 41 × 13 cm, necesar pentru introducerea cablurilor.

Capetele grinzilor sînt îngroșate pentru a se realiza suprafața necesară ancorării cablurilor.

Grinzile tablierului sînt solidarizate transversal prin antretoaze prefabricate, așezate la 6,83 m una față de alta, adică cinci antretoaze la grindă (inclusiv cele de capăt).

Antretoazele curente au o înălțime de 1,00 m și grosimea de 20 cm, iar cele de pe reazem au înălțimea de 1,10 m și grosimea de 15 cm.

Antretoazele s-au executat o dată cu turnarea grinzilor, iar continuitatea s-a realizat prin plăcuțe sudate de barele de rezistență, peste care s-a sudat altă plăcuță, conform detaliului din figurile 3, 4 și 5.

După realizarea continuității antretoazelor, rostul dintre ele s-a umplut cu mortar de ciment M 400 bine matat.

2. Armarea grinzilor s-a făcut cu cinci fascicule 36 ∅ 5 mm din SBP I. Rezistența la rupere a SBP I cu diametrul de 5 mm este $\sigma_r = 16\,500$ kg/cm².

Efortul total de control (tensiunea cu care se trage de un cablu) este de 82,5 tf, efortul unitar de control fiind $\sigma k = 11\,700$ kg/cm².

Pierderile de tensiune în timpul transferului și după transfer au fost calculate în conformitate cu normativele în vigoare la data întocmirii proiectului.

Eforturile unitare de calcul în beton, sub acțiunea sarcinilor de exploatare, la mijlocul grinzii, sînt următoarele:

— fibra superioară $\sigma b^s = -\ 118{,}2$ kg/cm²

— fibra inferioară $\sigma b^i = -\ 3{,}5$ kg/cm²

(cu semnul — s-a notat compresiunea).

Ancorarea fasciculelor la capătul grinzii se asigură prin ancoraje metalice tip inel-con dublu INCERC-100 pentru fascicule 36 ∅ 5 mm.

Grinzile prefabricate s-au turnat pe o platformă amplasată lîngă una din culee.

Lansarea grinzilor prefabricate s-a executat cu ajutorul unei macarale funicular pe cabluri. Acest sistem de lansare a fost conceput și realizat de un colectiv de tehnicieni și muncitori, sub conducerea maistrului Ștefan Dimulescu de la I.D.P.R. — București.

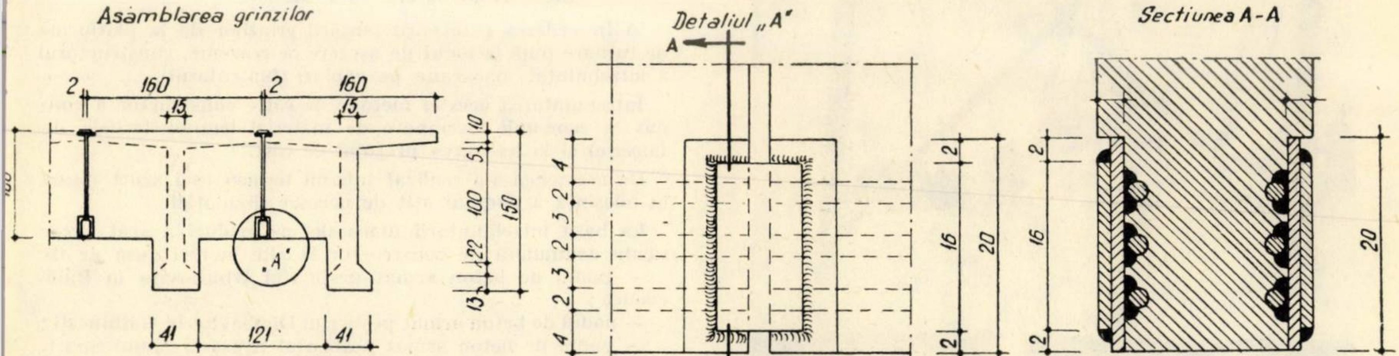
3. Infrastructura podului este realizată din cele două culee construite în anul 1942 și cele două pile construite recent.

Condițiile de fundare au fost stabilite în urma studiilor de laborator și a trei foraje la 30 m adîncime, executate în albia rîului. Datorită faptului că terenul de fundare este de natură aluvionară, neconsolidată, avînd caracteristici fizicomecanice mediocre, precum și a lipsei unui strat de bază chiar la adîncime, unica soluție de fundare a fost cea pe piloți de beton armat cu fișe de 10,5 m. Totodată s-a arătat în studiile geotehnice că, din cauza unor nisipuri ce refulează în coloana de foraj, nu este posibilă execuția piloților Wolfsholz, ci numai baterea unor piloți prefabricați.

Pentru execuția pilelor, care sînt amplasate în firul apei, s-au prevăzut batardouri.

Săpătura în incinta fundației s-a executat cu ajutorul greiferului, fără a se epuiza apa. După ce săpătura a ajuns la cotă s-a nivelat terenul cu un jet de apă orizontal, trimis pe fundul săpăturii prin intermediul unei țevi îndoite.

Fig. 3. Detaliu solidarizare antretoaze



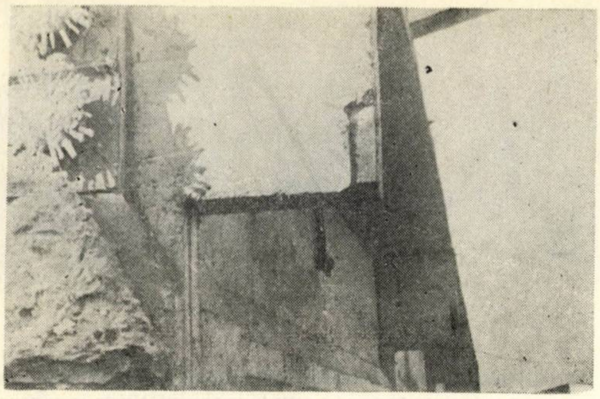


Fig. 5. Vederea antretoazelor

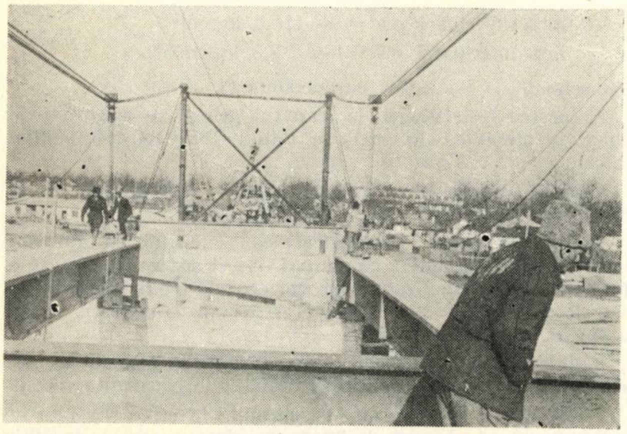
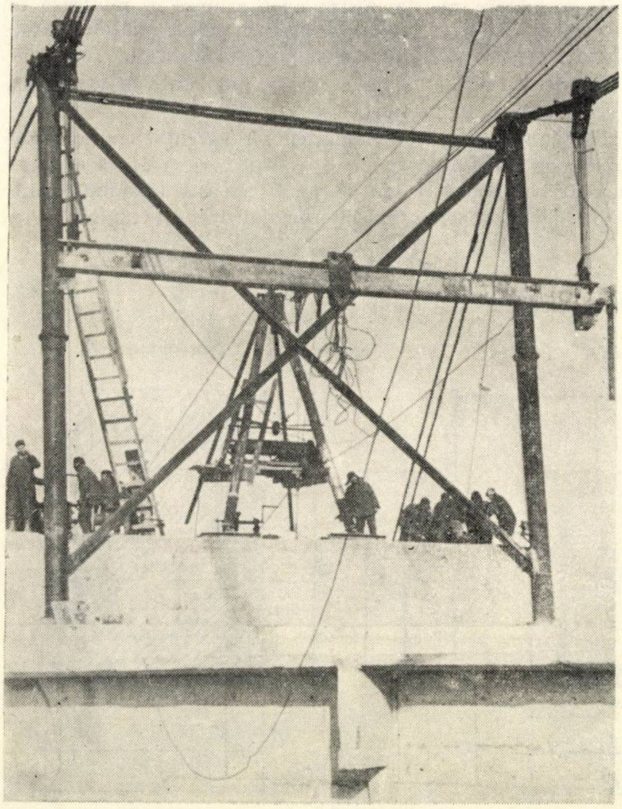


Fig. 6. Vederea pilonului funicularului

Fig. 7. Vedere în plan a funicularului



Adîncimea săpăturii este de 5,00 m şi corespunde cu adîncimea maximă de afuiere locală.

După terminarea excavării pămîntului şi nivelării fundului săpăturii din incinta de fundare, s-a trecut la baterea piloţilor de beton armat prefabricaţi, avînd dimensiunile de 0,35 × × 0,35 × 12,50 m.

Baterea piloţilor în incinta de fundare s-a făcut în condiţii normale, pînă cînd capetele piloţilor au ajuns la nivelul apei, apoi baterea piloţilor sub nivelul apei s-a continuat prin intermediul unor piese de prelungire (fetiţe), astfel încît să se ajungă la cota prescrisă în proiect, fără a scoate apa din incintă.

După terminarea baterii piloţilor, s-a trecut la turnarea unui dop de beton B 110, de 1,50 m grosime, sub apă, prin metoda pîlniilor fixe.

După întărirea betonului turnat sub apă, s-a epuizat apa din incintă, apoi s-a curăţat partea superioară a betonului care a fost degradată şi s-au spart capetele piloţilor pentru a se ancora armătura acestora în blocul de fundare.

Apoi s-a montat o reţea ∅ 16/30 cm la cota prescrisă în proiect, pentru a putea asigura o legătură cît mai bună între piloţii de beton armat prefabricaţi şi blocul de fundare. Restul blocului de beton s-a turnat pe uscat pînă la nivelul fundului albiei, de unde s-a continuat turnarea elevaţiei pilei cu beton simplu B 110.

Numărul de piloţi de beton armat, folosit pentru o pilă, este de 44 buc., aşezaţi pe patru rînduri.

De altfel, sistemul de fundare corespunde cu cel adoptat la execuţia celor două culee.

Aripile culeei sînt fundate independent de culeea propriuzisă şi sînt legate între ele la partea superioară printr-o placă de beton armat cu nervuri.

4. Printre problemele speciale care s-au pus în faţa constructorului (I.D.P.R. — Bucureşti) au fost :

a) Realizarea mărcii B 400 pentru grinzile precomprimate şi prefabricate pe şantier.

b) Lansarea grinzilor prefabricate în greutate de cîte 45 tf.

a) Pentru realizarea mărcii B 400, pentru grinzile precomprimate şi prefabricate pe şantier, s-au luat o serie de măsuri ca :

— gruparea grinzilor în două loturi aşezate radial faţă în faţă pe platforma de lîngă una din culee ;

— ţinîndu-se seamă de lungimea grinzilor, pentru turnarea lor s-a întrebuinţat un funicular care avea unul din capete fix (cel de lîngă staţia de betoane), iar celălalt mobil (capătul mobil era mutat după terminarea turnării unei grinzi la grinda următoare) ; în acest mod s-a putut realiza un flux continuu fără întrerupere, în vederea realizării unei mărci superioare ;

— s-a urmărit în permanenţă, de către laboratorul întreprinderii, calitatea betonului (agregate, apă şi ciment) şi rezistenţa lui la compresiune, pe cuburi de 20 × 20 cm latură, la 3, 7, 21 şi 28 de zile.

În urma studierii acestor probe s-a constatat că marca minimă obţinută la turnarea grinzilor a fost :

$$Rb = 410{,}5 \text{ kg/cm}^2 \text{ la 28 de zile.}$$

b) În vederea rezolvării lansării grinzilor de la platforma de turnare pînă la locul de aşezare pe reazeme, constructorul a întrebuinţat macaraua pe cabluri (funicularul).

Întrebuinţarea acestei metode de către constructor a condus la economii însemnate de material lemnos (schela de lansare) şi la ieftinirea preţului de cost.

De asemenea s-a realizat într-un termen mai scurt darea în folosinţă a podului atît de necesar circulaţiei.

La baza întrebuinţării macaralei pe cabluri a stat experienţa acumulată de constructor la alte lucrări cum ar fi :

— podul de beton armat peste rîul Dîmboviţa la Bălăceanca ;

— podul de beton armat peste rîul Dîmboviţa la Gălbineşti ;

— podul de beton armat peste rîul Argeş la Malul Spart.

Elementele principale ale macaralei pe cabluri sînt :

— Patru piloni metalici, solidarizaţi cîte doi prin contravînturi. Aceşti piloni constituie cele două capete de sprijin ale macaralei ; pilonii sînt montaţi pe cele două culee (fig. 7 şi 8).

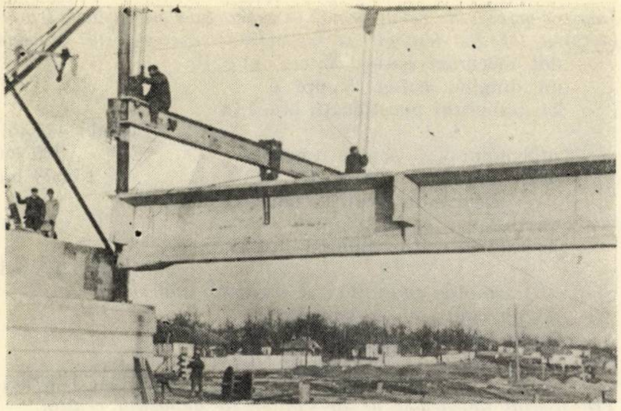


Fig. 8. Vedere grindă balansier

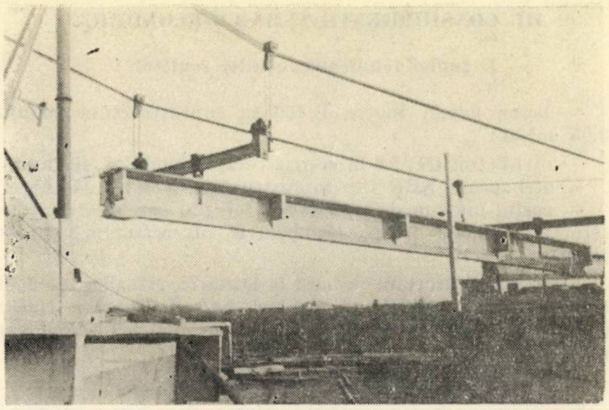


Fig. 9. Vedere generală funicular

— Cablurile și blocul de ancoraj. Cablurile de ancoraj sînt alcătuite din 8 buc. ∅ 25 mm pentru fiecare pilon. Aceste cabluri sînt fixate în blocurile de ancoraj situate la circa 36 m de piloni. Blocurile de ancoraj sînt în număr de patru, corespunzînd pentru fiecare pilon, și sînt alcătuite din tuburi de oţel sau trunchiuri de stejar pe care se înfășoară cablul de ancoraj.

Traseul cablurilor se poate observa în figura 9.

Tuburile sînt îngropate orizontal în pămînt la adîncimi de 3—5 m. În faţa tuburilor se așează vertical, la distanţă de 0,50 m, o serie de șine de cale ferată îngustă sau alte piese similare, peste care se așează o platformă de dulapi de 4—5 cm grosime, peste care se reașază și se bate bine pămîntul ce a fost săpat iniţial.

— Cablurile purtătoare formează cele două linii paralele pe care circulă patru cărucioare (două cărucioare pentru fiecare linie).

Distanța între cele două cabluri purtătoare (linii) este de 10 m. Ele sînt alcătuite din 8 fire de ∅ 25 mm pentru fiecare linie și sînt fixate la capetele pilonilor prin bride robuste.

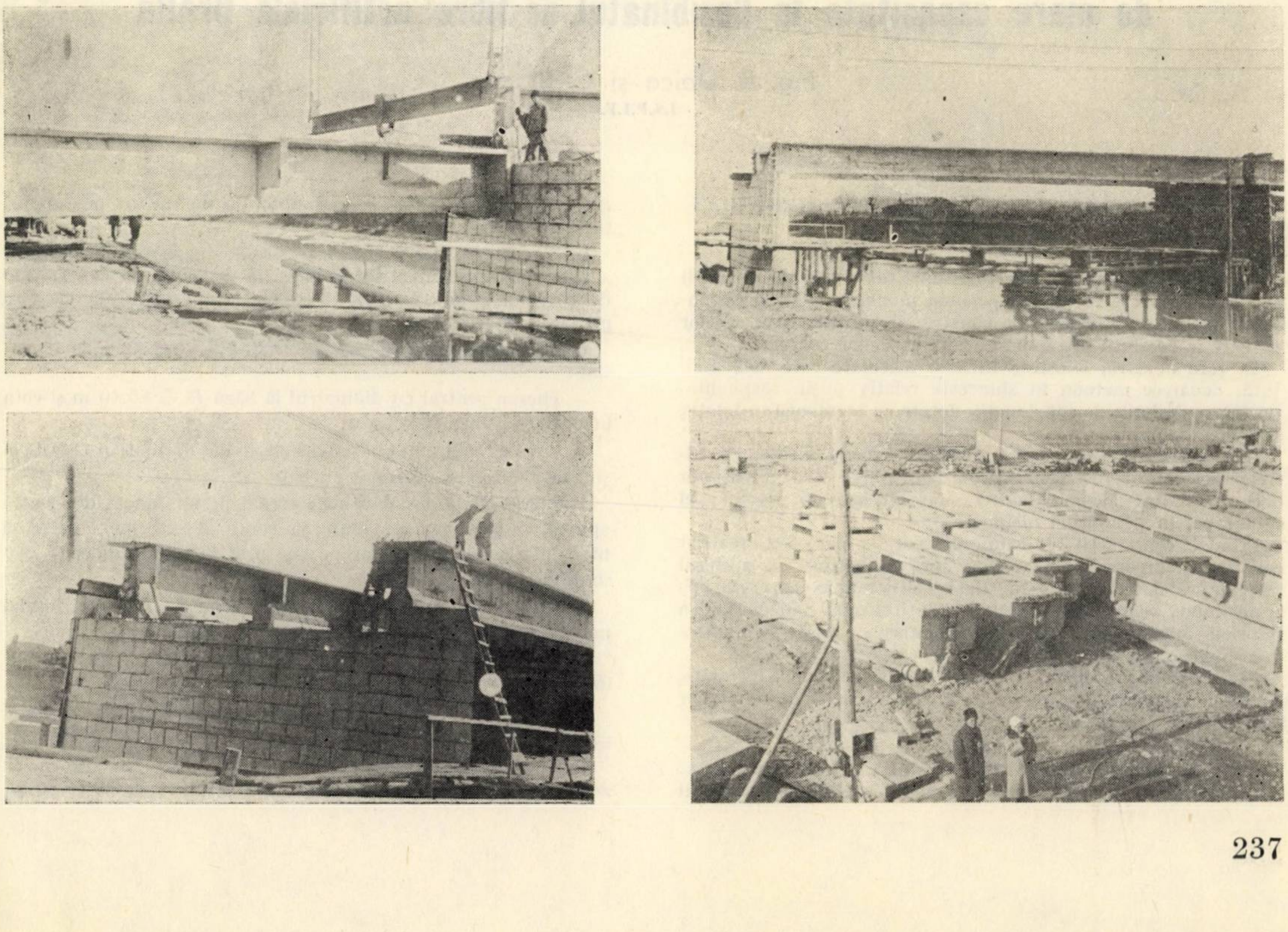
— Patru cărucioare mobile, rulînd pe cablurile purtătoare, echipate cu cîte un palan și 4 × 4 cabluri cu ∅ 15,5 mm.

— Două grinzi balansiere (fig. 9 și 10), susţinute la capete de palanele cărucioarelor mobile. Aceste grinzi îndeplinesc funcțiile de ridicare, susținere și transport ale grinzilor de beton armat prefabricate.

De asemenea, datorită faptului că pe aceste grinzi balansiere circulă un cărucior, există posibilitatea ca grinzile de beton armat prefabricate să fie transportate și în sens transversal podului, astfel ca grinda să fie lansată direct pe aparatele de reazem.

— Opt trolii manuale de 5 tf, fixate la ambele capete ale podului, efectuează operaţiile de transport pe verticală și orizontală.

Fig. 10, 11, 12 și 13. Aspecte din timpul montajului grinzilor prefabricate



III. CONSIDERENTE TEHNICO-ECONOMICE

1. Indici tehnico-economici realizaţi:

— beton armat marca B 400 în suprastructura podului 3,05 m^3/m;

— oţel-beton OL 38 în suprastructura podului, 464 kg/m;

— oţel special SBP I în suprastructura podului, 172 kg/m;

— costul unui m de pod 23 500 lei, din care pentru infrastructură 13 000 lei/m, iar pentru suprastructură 10 500 lei/m.

2. Ieftinirea preţului de cost la lansarea grinzilor, prin întrebuinţarea macaralei pe cabluri faţă de metoda clasică (schelă de ripare), reiese din calculele de mai jos (datele sînt obţinute de la I.D.P.R.-Bucureşti).

Montarea macaralei pe cabluri pe şantier

Executarea tuturor lucrărilor de montare a întregii instalaţii, inclusiv săpăturile pentru blocurile de ancoraj, necesită următoarea formaţie de lucru (montarea a durat 20 zile):

— un mecanic categ. VI, ore 160

— un mecanic categ. V, ore 160

— 16 muncitori necalificaţi, ore 2 560

total: 8 088 lei.

Ridicarea cu presele hidraulice a unei grinzi de beton armat pentru a fi montată pe cărucioare

— un mecanic ore 6

— şase muncitori necalificaţi ore 36

total: 118 lei.

Nivelarea terenului, montarea şinelor şi a cărucioarelor pentru riparea grinzilor pînă în dreptul macaralei pe cabluri

— un mecanic categ. V, ore 8

— un dulgher categ. V, ore 8

— şase muncitori necalificaţi, ore 48

total: 190 lei.

Legarea grinzii de beton armat la macaraua pe cabluri, transportarea lor în deschiderea respectivă, aşezarea pe reazeme

— doi mecanici categ. V, ore 11

— un dulgher categ. V, ore 6

— 24 muncitori necalificaţi, ore 144

total: 447 lei.

Total manoperă pentru o grindă 755 lei.

Total manoperă pentru 18 grinzi 13 600 lei.

Demontarea căii de lansare, depozitare

— un dulgher categ. V, ore 14

— şase muncitori necalificaţi, ore 84

total: 277 lei.

Demontarea macaralei şi sortarea materialelor

— un mecanic categ. VI, ore 70

— un mecanic categ. V, ore 70

— 26 muncitori necalificaţi, ore 1820

total: 5 387 lei.

Transportul macaralei de la şantier la depozitul central

— greutatea macaralei şi troliilor — 24 t

24 t × 53 lei/t × 2 (drumuri dus şi întors) = 2 544 lei.

Chiria celor 8 trolii pe două linii

8 × 52 × 5 = 2 080 lei.

Amortismentul macaralei pe cabluri şi uzura cablurilor

96 440 lei × 20% = 19 288 lei

TOTAL GENERAL = 51 264 lei.

Valoarea lucrărilor de lansare executate cu metoda clasică (schela de lansare), conform valorii din proiect

218 658 lei

— Rezultă o economie de 218 658 lei—51 264 lei = 167 394 lei.

Din cele relatate mai sus rezultă că întrebuinţarea macaralei pe cabluri conduce la economisire de material lemnos, la ieftinirea preţului de cost şi reduce durata de execuţie a lucrărilor cu circa o lună faţă de cea prevăzută în normativul C.S.C.A.S. nr. C-5 din 1962 (17 luni).

Durata totală a lucrării a fost cuprinsă între 1 ianuarie 1964 şi 30 aprilie 1965.

Utilizarea instalaţiilor etajate de filtre aciculare în execuţia unui decantor de mare capacitate la Combinatul de fibre artificiale Brăila

Ing. R. Stoica şi C. Stancu
I.S.P.I.F.

A. DATE ASUPRA CONSTRUCŢIEI ŞI TERENULUI DE FUNDAŢIE

Coborîrea temporară a nivelului apei subterane cu instalaţii de filtre aciculare cunoaşte, pe plan mondial, o largă răspîndire în practica lucrărilor de construcţii, datorită avantajelor pe care le prezintă în raport cu alte procedee tehnice.

În ţara noastră, folosirea filtrelor aciculare este încă limitată, deoarece metoda în sine este relativ puţin răspîndită, iar întreprinderile de construcţii, dotate cu asemenea instalaţii, sînt în număr redus.

La Combinatul industrial Brăila-Chişcani, utilizarea filtrelor aciculare a fost generată de necesitatea executării unor obiective industriale cu cote de fundare situate sub nivelul apei subterane, în pămînturi nisipoase.

Primele construcţii ale combinatului, la care s-a realizat coborîrea temporară a nivelului apei subterane cu ajutorul filtrelor aciculare, au avut suprafeţe relativ reduse (max. 100 m^2) şi au impus denivelări de $2,0 \div 3,5$ m: subsolul băii de filaj a Fabricii Super-Cord, staţia de preparare a apei de la Fabrica de celuloză etc. ([1], [2]).

În cazurile menţionate, a fost suficientă o singură instalaţie de filtre aciculare de tipul LIU-2, dotată, însă, cu un număr sporit de ace.

★

Execuţia decantorului nr. 1 de la staţia de epuraţie C.F.A. Brăila — în cursul anului 1965 — a ridicat problema necesităţii de a se crea o denivelare a apei subterane de 5,50 m, pe o suprafaţă circulară de 1750 m^2.

Staţia de epuraţie C.F.A. este situată în partea de nord-est a Combinatului industrial Brăila (la distanţă de cca 1,4 km de şoseaua Brăila-Viziru), pe o platformă naturală cu cota medie +14 M.N.

Decantorul nr. 1, proiectat de I.P.C.F.S. (fig. 1), se compune din:

— cheson central cu diametrul la bază $D = 10,40$ m şi cota la cuţit — 5,00;

— cuvă circulară din beton armat, avînd diametrul $D = 47$ m şi pantă spre cheson ($m = 1:10$).

Radierul cuvei circulare este aşezat pe un blocaj din piatră spartă, cu grosimea de 1,0 m; pe conturul exterior, cota bazei blocajului este +6,00, iar pe conturul interior adiacent chesonului, +2,30.

Stratificaţia terenului, în amplasamentul decantorului nr. 1, se caracterizează prin următoarea alcătuire [3]:

— la suprafaţă, între cotele +14,00 şi +9,05: un strat de loess galben, macroporic;

— între cotele +9,05 şi +5,35: un strat de praf argilos galben, înmuiat;

— în continuare, pînă la cota —4,75: nisip fin galben, cu zone prăfoase discontinue; grosimea stratului este de 10,10 m;

— sub cota —4,75 : prafuri şi argile marnoase cenuşii, aparţinînd fundamentului geologic al regiunii.

★

La declanşarea lucrărilor de execuţie, nivelul apei subterane se situa la cota +7,80 M.N.

Apa subterană înmagazinată în stratul de praf argilos (de sub loess) şi în stratul de nisip are direcţia de curgere dinspre vest spre est, fiind drenată de către Dunăre.

Compoziţia granulometrică a nisipului este indicată în diagrama din figura 2.

Coeficientul de permeabilitate, $k = 3 \div 7$ m/zi, determinat prin pompări experimentale în foraje, situează stratul de nisip fin la limita inferioară a domeniului considerat „optim", pentru folosirea filtrelor aciculare.

B. LUCRĂRI PRELIMINARE. CARACTERISTICILE INSTALAŢIILOR DE FILTRE ACICULARE UTILIZATE. DATE ASUPRA PROIECTULUI DE DRENARE A APEI

Construcţia decantorului nr. 1 a început prin excavarea în stratul de loess a unei platforme generale pînă la cota +8,00 M.N., de la care s-a efectuat lansarea chesonului. Pentru coborîrea la cota —5,00, săpăturile în interiorul chesonului s-au executat cu greiferul, sub apă, fiind însoţite, uneori, de epuismente directe. Acest mod de lucru a permis afuierea puternică a nisipului (în interiorul chesonului şi sub cuţitul acestuia) şi prăbuşirea terenului din jurul chesonului sub forma unui „crater" concentric, cu lăţimea de 3÷5 m. Pe măsura adîncirii săpăturilor în cheson, denivelările produse prin prăbuşiri succesive au fost rambleiate cu diferite pămînturi (pămînt vegetal, loess, nisip etc.).

O dată cu betonarea dopului de etanşare de la baza chesonului, s-a trecut la lucrările pentru realizarea cuvei superioare a decantorului.

Proiectul de execuţie prevedea necesitatea coborîrii generale a nivelului apei subterane într-o incintă circulară cu diametrul de 47 m, astfel încît să se realizeze denivelarea de 2,0 m (pînă la cota +5,80) în zona periferică a cuvei decantorului şi de 5,50 m (pînă la cota +2,30) în zona interioară a acestuia (lîngă cheson).

Coborîrea apei pînă la aceste cote a fost impusă de necesitatea executării lucrărilor „în uscat" : săpături, aşezarea blocajului de piatră spartă, turnarea betonului în radier etc., *fără să se producă remanierea terenului de fundaţie.*

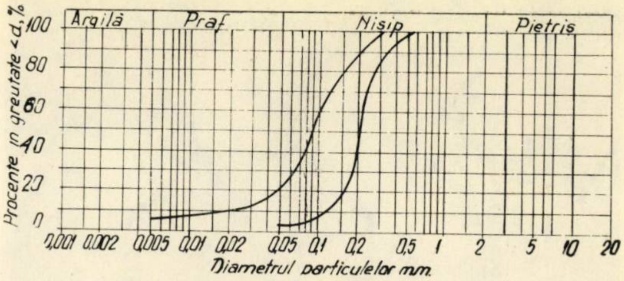


Fig. 2. Compoziţia granulometrică a nisipului

Cunoscînd că filtrele aciculare dispuse într-o singură treaptă pot realiza denivelări de max. 3,5—4,0 m, în proiect s-a prevăzut, de la început, montarea filtrelor aciculare pe două trepte etajate, contîndu-se pe utilizarea simultană a două instalaţii de filtre aciculare de tipul LIU-5 (cu agregate de pompare fabricate în ţara noastră) şi a două instalaţii de tipul LIU-2 (de fabricaţie sovietică), ultimele dotate cu un număr sporit de ace.

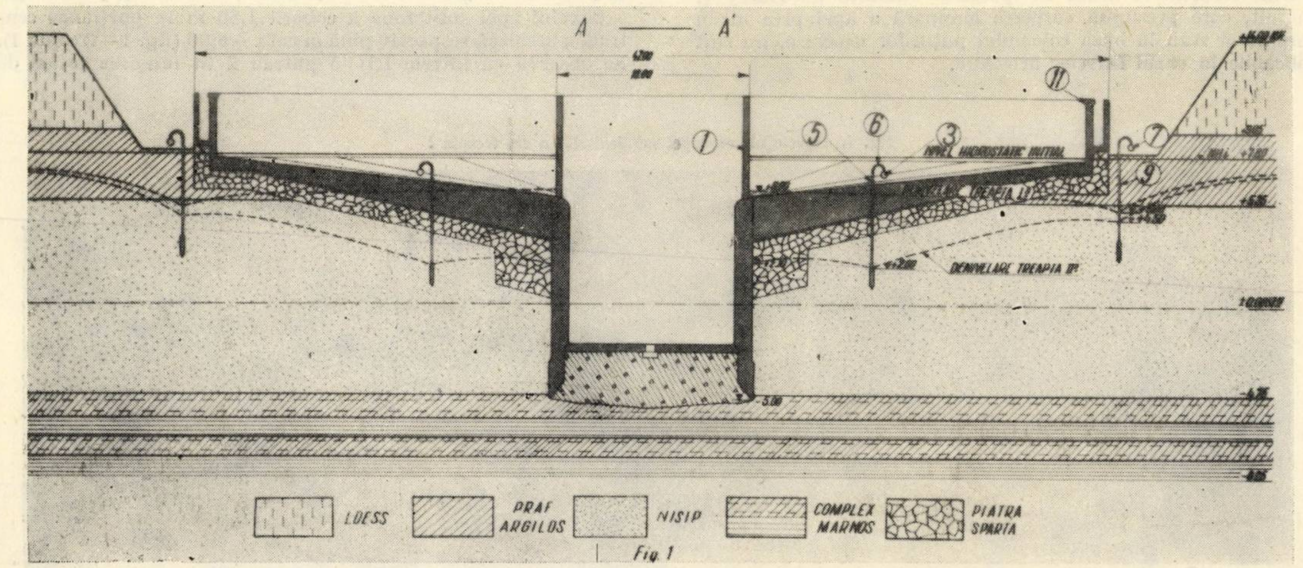
Principalele caracteristici tehnice ale instalaţiilor de filtre aciculare LIU-5 şi LIU-2, extrase din cataloagele de fabricaţie, sînt prezentate în tabela 1.

Tabela 1

Caracteristici tehnice	Tipul instalaţiei	
	LIU-5	LIU-2
Filtre :		
— număr	100	24
— diametru	2″	1,5″
Colector absorbant :		
— lungime (m)	100	30
— diametru	6″	4″
Agregatul de pompare :		
— debit (m³/h)	120	30
— înălţ. refulare (m)	37	25
— înălţ. absorbţie (m)	8	8
— putere (kW)	17; 24	5,5
— nr. rotaţii (min.)	1500; 3000	1445
— tensiune (V)	380	380

Fig. 1. Secţiune prin decantor

1 — cheson central; 3 — colector LIU-2; 5 — filtru acicular LIU-2; 6 — racord filtru-colector; 7 — colector LIU-5; 9 — filtru acicular LIU-5; 11 — perete exterior cuvă



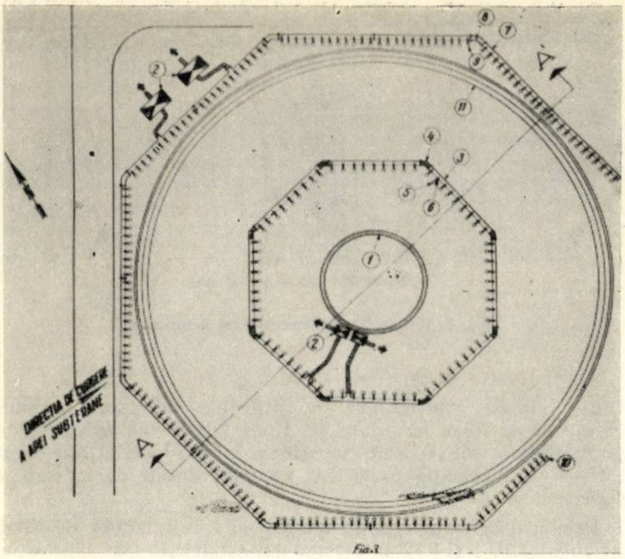


Fig. 3. Schema de montaj a instalaţiilor de filtre aciculare

1 — cheson central; 2 — agregate pompare LIU-2 şi LIU-5; 3 — colector LIU-2; 4 — racord flexibil; 5 — filtru acicular LIU-2; 6 — racord filtru-colector; 7 — colector LIU-5; 8 — cot fix; 9 — filtru acicular LIU-5; 10 — flanşă oarbă; 11 — perete exterior cuvă

În funcţie de lungimea colectoarelor absorbante şi de numărul filtrelor disponibile, în proiectul de desecare s-a adoptat următoarea schemă de montaj (fig. 3):

— amplasarea instalaţiilor LIU-5 pe conturul exterior al cuvei decantorului, într-o incintă octogonală cu latura de 20 m, care să constituie treapta I de denivelare;

— amplasarea instalaţiilor LIU-2 în jurul chesonului central, într-o incintă octogonală cu latura de 10 m, pentru a asigura coborîrea nivelului apei subterane în treapta a II-a.

Filtrele aciculare ale instalaţiilor de tip LIU-2 au fost plasate la distanţa de 6,0 m faţă de chesonul central, pentru ca, în acest mod, să se depăşească cu siguranţă zona umpluturilor.

Cunoscîndu-se grosimea stratului acvifer, valorile limită ale coeficientului de permeabilitate, raza de influenţă a pompării şi elementele geometrice ale celor două incinte de filtre aciculare, au fost calculate debitele posibile de pompat şi denivelările teoretice maxime. Avînd forma de poligoane regulate, cele două incinte octogonale au fost asimilate pentru calcul cu incinte circulare de perimetru echivalent.

O metodă riguroasă de calcul hidrologic a incintelor de filtre aciculare nu a fost definitivată pînă în prezent. Cauza constă în complexul de factori care influenţează eficacitatea coborîrii nivelului apei subterane şi în dezvoltarea insuficientă a teoriei infiltraţiei spre puţurile imperfecte [4].

Unii cercetători arată că ipotezele stabilite de Darcy şi Dupuit, care presupun curgerea laminară a apei prin medii poroase şi stau la baza calculului puţurilor deschise, nu sînt aplicabile în cazul filtrelor aciculare.

R. R. Argunov şi V. M. Grigoriev au elaborat formule de calcul bazate pe ipoteze care se apropie mai mult de situaţia reală. Utilizarea acestor formule necesită însă calcule laborioase şi introducerea unor parametri dificil de determinat, iar pentru rezolvarea fiecărui caz este necesară aplicarea în paralel a ambelor metode: prima metodă pentru stabilirea schemei instalaţiei, iar a doua, pentru verificare. Cu toate acestea, rezultatele finale nu au fost totdeauna confirmate de practică.

În consecinţă, în calculele celor două incinte de filtre au fost folosite formule bazate pe teoria lui Dupuit, corectate cu coeficienţi uşor de determinat ([5], [6]).

Pentru valori ale coeficientului de permeabilitate $k = 3 \div 7$ m/zi, calculele au indicat ca fiind posibile de realizat următoarele debite (Qc) şi denivelări (Z) în centrul incintelor:

— treapta I de denivelare (instalaţiile LIU-5)

$K = 3$ m/zi; $Qc_1 = 21$ m^3/h; $Z_1 = 2{,}05$ m
$K = 4$ m/zi; $Qc_1 = 28$ m^3/h; $Z_1 = 2{,}10$ m
. . . .
$K = 7$ m/zi; $Qc_1 = 49$ m^3/h; $Z_1 = 2{,}20$ m

— treapta a II-a de denivelare (instalaţiile LIU-2)

$K = 3$ m/zi; $Qc_2 = 6{,}5$ m^3/h; $Z_2 = 3{,}00$ m
$K = 4$ m/zi; $Qc_2 = 8{,}5$ m^3/h; $Z_2 = 3{,}05$ m
. . . .
$K = 7$ m/zi; $Qc_2 = 14{,}5$, m^3/h; $Z_2 = 3{,}20$ m.

Se constată că pentru diferitele valori ale coeficientului de permeabilitate, denivelările calculate sînt puţin variabile, iar debitele sînt inferioare capacităţii de debitare a agregatelor de pompare. Se verifică, astfel, justeţea schemei de montare a instalaţiilor de filtre aciculare, adoptată în proiect.

C. LUCRĂRILE DE EPUISMENTE CU FILTRE ACICULARE

Lucrările de epuismente cu filtre aciculare s-au efectuat în conformitate cu ordinea prevăzută în proiect.

Pentru treapta I de denivelare, pe conturul exterior al decantorului au fost introduse 170 filtre aciculare ale instalaţiilor LIU-5, la echidistanţa de 0,80 m. Filtrele, în lungime de cîte 6,0 m (5,0 m ţeavă + 1,0 m elementul filtrant propriu-zis), au ajuns cu vîrful la cota +2,50. Incinta nu a fost închisă pe sectorul de sud-est din lipsă de filtre. Ulterior, s-a confirmat că — în privinţa denivelării urmărite — completarea incintei nu era absolut necesară.

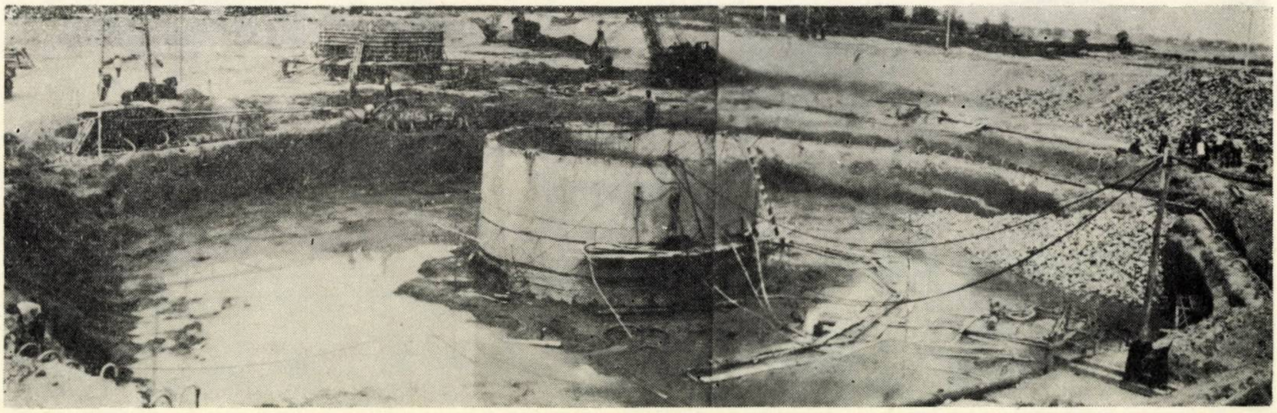
După racordarea filtrelor la colectorul absorbant, s-a trecut la pomparea vacuumată a apei din stratul de nisip cu cele două agregate.

Datorită unor îmbinări neetanşe între filtre, racorduri flexibile, colectoare şi a unor deranjamente locale (produse în timpul săpăturilor) cca 20% din filtrele aciculare LIU-5 nu au funcţionat normal.

Din acest motiv şi din lipsa de ace pe sectorul de sud-est, debitul pompat în regim cu cele două agregate a fost mic: $Qp_1 = 10{,}2$ m^3/h, revenind pentru un filtru $qp_1 = 75$ l/h.

Nivelul apei subterane a coborît 1,80 m în porţiunea centrală a incintei, respectiv pînă la cota +6,00 (fig. 1—treapta I). Se observă că filtrele LIU-5 puteau fi în lungime totală de

Fig. 4. Aspecte ale execuţiei sub denivelarea din treapta I



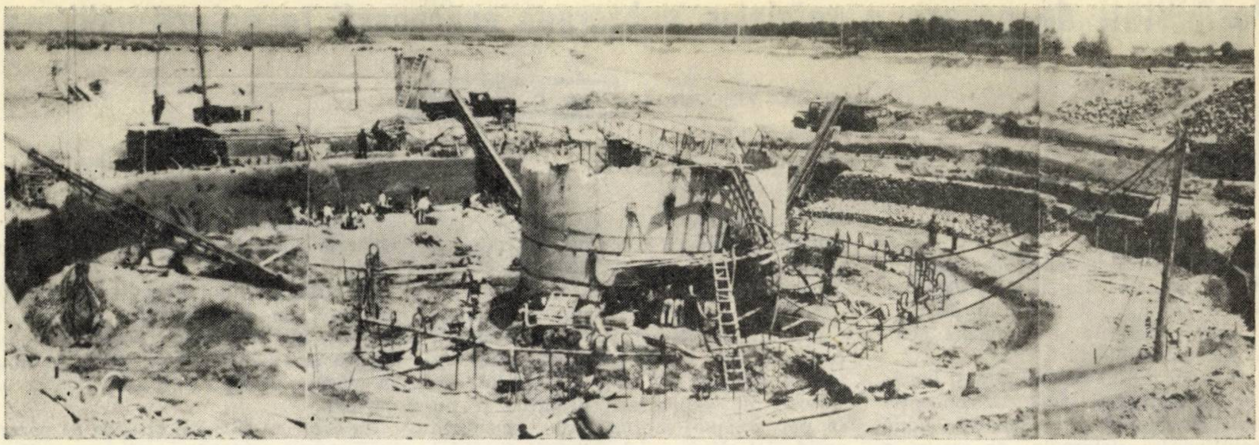


Fig. 5. Aspecte ale execuţiei sub efectul ambelor trepte de denivelare

numai 5,0 m; acest lucru nu a fost posibil, întrucît tuburile din care se asamblează acele au lungimi de fabricaţie de cîte 2,0 şi 3,0 m.

Denivelarea realizată în treapta I a permis executarea mecanizată a săpăturilor de la cota +8,00 pînă la cota +6,00, pe toată suprafaţa cuvei decantorului (fig. 4).

Pe platforma excavată la cota +6,00 s-a trecut, apoi, la montarea instalaţiilor LIU-2, pentru realizarea treptei a II-a de denivelare. Au fost introduse în teren 66 filtre cu lungimea de cîte 6,0 m şi distanţe de 0,80 m, vîrful elementelor filtrante ajungînd la cota +1,00.

Săpătura pentru cuva decantorului urmînd să fie adîncită de la cota +6,00 pînă la cota finală, agregatele de pompare LIU-2 au fost fixate (suspendate) pe console metalice, sudate de armătura chesonului, iar colectoarele absorbante au fost rezemate pe bride metalice prinse direct de capetele superioare ale filtrelor.

Debitul pompat în regim cu agregatele LIU-2 a fost $Qp_2 = 8,8$ m^3/h, revenind pe filtru $qp_2 = 135$ l/h. Denivelarea maximă lîngă cheson, în treapta a II-a, a fost de 3,90 m, iar faţă de nivelul hidrostatic iniţial, de 5,70 m, corespunzătoare cotei +2,10 (fig. 1 — treapta a II-a).

Săpăturile au fost adîncite manual pînă la cotele definitive din proiect. Nisipul a fost evacuat cu ajutorul benzilor transportoare.

Aspecte ale lucrărilor de execuţie a decantorului nr. 1, sub protecţia celor două incinte de filtre aciculare etajate, pot fi urmărite în figura 5.

Înfigerea celor două loturi de filtre s-a făcut exclusiv prin jeturi de apă. În scopul evitării colmatării cu particule fine a colectoarelor, în jurul elementelor filtrante s-a turnat nisip curat cu diametrul maxim de 2 mm.

Instalaţiile LIU-5 au fost deconectate după aşezarea blocajului de piatră, înainte de betonarea cuvei.

Instalaţiile LIU-2 au funcţionat neîntrerupt pînă la întărirea betoanelor turnate în radier.

Pentru a fi extrase cu uşurinţă şi recuperate, filtrele aciculare ale incintei LIU-2 au fost protejate cu manşoane din tablă pe întreaga grosime a blocajului de piatră şi a radierului. Golurile respective au fost betonate imediat după extragerea definitivă a filtrelor.

În perioada de execuţie a lucrărilor de denivelare a apei subterane, agregatele de pompare au funcţionat fără întrerupere timp de circa 500 ore (LIU-5) şi 2 100 ore (LIU-2), fiind evacuată din cele două incinte cantitatea de peste 23 500 m^3 apă.

Pentru prevenirea întreruperilor în funcţionarea agregatelor de pompare, care ar fi prejudiciat lucrările de execuţie prin ridicarea nivelului apei şi antrenarea nisipului, pe şantier s-a asigurat sursă dublă de energie electrică.

Pintenul de anrocamente din jurul chesonului a fost continuat de la cota +2,10 la cota +0,30 în săpături înguste, cu epuismente directe şi sprijiniri.

D. CONCLUZII

Utilizarea filtrelor aciculare în două incinte etajate a permis denivelarea apei subterane pe maximum 5,70 m şi executarea „în uscat" a cuvei decantorului nr. 1.

Debitele şi denivelările rezultate din calcule au fost, în general, confirmate de măsurătorile efectuate în timpul epuismentelor. Elementele hidrologice măsurate au valori apropiate de cele calculate pentru $K = 4$ m/zi.

Acest procedeu modern de coborîre temporară a nivelului apei subterane a înlăturat afuierile care apar frecvent în cazul epuismentelor obişnuite în terenuri nisipoase uşor antrenabile şi a asigurat fundarea radierului decantorului pe stratul de nisip cu caracteristici fizico-mecanice naturale. Au fost excluse sprijinirile de orice fel şi consumul de material lemnos, lucrările desfăşurîndu-se în bune condiţii de ordin tehnic şi de securitate a muncii.

Pe baza unor calcule sumare de eficienţă tehnico-economică, se poate considera că prin metoda adoptată costurile reprezintă numai 50—60 % din valoarea unor lucrări similare considerate clasice: incintă de palplanşe, puţuri filtrante echipate cu grupuri de pompare etc.

În prezent, la Combinatul industrial Brăila, procedeul de coborîre a apei subterane cu filtre aciculare a fost extins la toate construcţiile cu cote de fundare situate în nisipuri, sub nivelul hidrostatic.

Bibliografie

[1] * * *: *Referat privind asistenţa tehnică pentru coborîrea nivelului apei subterane cu filtre aciculare la „Baia de filaj", Fabrica Super Cord, Chişcani, Brăila.* Contract nr. 2938. Arhiva I.S.P.I.F.

[2] * * *: *Referat privind asistenţa tehnică pentru coborîrea nivelului ape subterane cu filtre aciculare la staţia „Prepararea apei" Chişcani, Brăila* Contract nr. 2784/A. Arhiva I.S.P.I.F.

[3] * * *: *Studiu geotehnic-hidrogeologic privind condiţiile de fundare a Staţiei de epuraţie CFA Brăila.* Contract nr. 3195. Arhiva I.S.P.I.F.

[4] Lehr H., Stănescu E., Andrei S., Manoliu I.: *Metode noi în proiectarea şi executarea fundaţiilor*, Bucureşti, Editura tehnică, 1963.

[5] Lehr H.: *Exemple de calcul pentru proiectarea fundaţiilor*, Bucureşti, Editura tehnică, 1960.

[6] Abramescu T., Stoica R., Marcu A.: *Utilizarea filtrelor aciculare la executarea bazinului de înot Dinamo Bucureşti.* Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, Nr. 12, 1962.

Posibilităţi de pozare a reţelelor subterane orăşeneşti în galerii edilitare

Ing. A. Viecelli şi ing. E. Butnaru

1. INTRODUCERE

Dezvoltarea şi amenajarea neîntreruptă a oraşelor din ţara noastră şi ridicarea continuă a nivelului de confort urban necesită o complexă echipare tehnico-edilitară.

O dată cu oraşul se dezvoltă şi lucrările subterane ale acestuia, iar concepţia urbanistică implică şi o concepţie nouă în soluţionarea sistemului de reţele, o precisă cunoaştere a poziţiei acestora, folosirea raţională a spaţiului de pozare şi găsirea celor mai potrivite soluţii tehnologice de rezolvare.

Prevederile de echipare tehnico-edilitară trebuie să corespundă dezvoltării în perspectivă a oraşelor, dar să se încadreze şi în prevederile primelor etape de realizare. Totodată, în construcţia modernă a oraşului, trebuie să fie cuprinse şi reţelele existente.

În unele oraşe au apărut noi feluri de reţele subterane, faţă de cele obişnuite, ca de exemplu conductele de termoficare ; iar în străinătate, conducte pentru transportul combustibilului lichid, al aerului comprimat şi pentru poşta pneumatică, reţele de cabluri pentru semnalizarea pompierilor, de automatizare a circulaţiei şi altele. După unele studii efectuate în U.R.S.S., costul lucrărilor subterane şi al străzilor însumează între 15% şi 36% din costul general al construcţiilor noilor oraşe, cu o populaţie cuprinsă între 200 mii şi 500 mii de locuitori, şi poate ajunge pînă la 50% din costul general la oraşele mari [1].

Astfel, în etapa actuală de dezvoltare a oraşelor, coordonarea echipării subterane, axată pe un singur punct de vedere — acela ca subsolul să se adapteze la ceea ce este deasupra—nu mai este suficientă. De acum înainte, trebuie căutate soluţii tehnico-economice optime, ceea ce conduce la schimbarea acestei metode. Inginerii edilitarişti trebuie să găsească soluţii eficiente, cu posibilităţi de execuţie rapidă, în condiţii de productivitate sporită şi care să evite degradarea străzilor şi stînjenirea circulaţiei.

Unul din procedeele tehnologice de pozare a reţelelor orăşeneşti, ce elimină în mare măsură deficienţele sistemelor tradiţionale, cu instalarea separată şi izolată, îl constituie pozarea acestora în comun într-o galerie vizitabilă subterană, paralelă cu strada.

Aceste galerii edilitare, apărute nu de prea multă vreme, au căpătat în unele oraşe o răspîndire din ce în ce mai largă. În unele cazuri, construcţia lor a fost determinată de imposibilitatea extinderii reţelelor subterane pe străzile înguste.

Rezultatele experienţei obţinute în unele oraşe, care au folosit acest sistem, precum şi condiţiile optime de exploatare pe care le asigură, permiţînd executarea reparaţiilor şi instalarea noilor reţele subterane, fără degradarea teritoriilor orăşeneşti, a condus la studierea „galeriilor edilitare”, în scopul aplicării acestui procedeu în oraşul Bucureşti.

Galeriile edilitare, denumite în unele ţări şi tuneluri de serviciu sau colectoare comune, sînt vizitabile. Ele implică un sistem complex în cadrul oraşului, cu serviciu de exploatare propriu, şi nu se pot asemui cu tunelurile executate accidental, la canalele termice special executate pentru reţeaua de termoficare, în general nevizitabile.

Studiul prezentat în această lucrare analizează comparativ soluţia actuală de pozare a reţelelor cu aceea a pozării lor în galerii edilitare, în condiţiile de sistematizare şi de dezvoltare specifice oraşului, în special în noile ansambluri de locuinţe, respectiv în zonele care urmează a se restructura şi reconstrui, şi mai puţin în zonele dotate cu un fond bun de construcţii şi echipament edilitar.

Cercetarea acestei probleme comportă, în principal, cunoaşterea rezultatelor obţinute în construcţia şi exploatarea galeriilor în străinătate, analizarea avantajelor economice, a problemelor tehnice ce le ridică, a caracteristicilor construcţiilor şi a tehnologiei, atît pentru execuţie, cît şi pentru exploatare.

2. ASPECTE PRIVIND REŢELELE SUBTERANE ŞI GALERIILE EDILITARE EXISTENTE

2.1. Situaţia actuală. Avantajele şi dezavantajele galeriilor edilitare

În practica mondială se cunosc trei sisteme de pozare a reţelelor subterane şi anume :

a) pozarea izolată pe trasee individuale şi cu executarea decalată în timp ;

b) pozarea comună, în aceeaşi tranşee, cu instalarea reţelelor în acelaşi timp şi la distanţe convenabile ;

c) pozarea comună în galerii edilitare subterane special construite.

Coordonarea execuţiei lucrărilor subterane orăşeneşti, indiferent de sistemul adoptat, implică doi factori şi anume : planificarea în timp a execuţiei şi stabilirea spaţiilor de pozare în raport cu corpul străzii şi cu celelalte reţele.

În ceea ce priveşte eşalonarea lucrărilor în timp, realizarea de trasee individuale sau în comun, în tranşee deschise, prezintă inconvenientul că necesită coordonarea şi planificarea termenelor de execuţie la un număr important de unităţi specializate ale gospodăriei comunale (electrice, telefon, apă, canal, gaz etc.), ceea ce este dificil de obţinut şi conduce, de cele mai multe ori, la prelungirea duratei de execuţie şi la imposibilitatea definitivării străzii sau chiar la spargeri ulterioare ale drumurilor.

În schimb, după executarea galeriilor edilitare, se definitivează strada, iar reţelele în interiorul acesteia se pot instala independent şi eşalonat în timp, în măsura necesităţilor funcţionale ale oraşului.

În ceea ce priveşte spaţiile de pozare, respectarea anumitor distanţe dintre diversele reţele subterane, executate în tranşee deschise, sînt determinate de consideraţii de siguranţă în exploatare şi conduc la ocuparea, de cele mai multe ori, a întregului profil transversal al unei artere de circulaţie. Distanţele minime între diferitele reţele, uzitate în unele ţări, sînt foarte diferite unele de altele şi nu permit să se tragă o concluzie în această privinţă. De exemplu, distanţele minime între reţelele de canalizare şi de apă în U.R.S.S. sînt de la 1,5 şi 3 m, în funcţie de diametru [2], în Spania de 0,5 m [3], în Japonia de 0,5 m, în S.U.A. de 0,6 m, iar în Franţa conductele de alimentare cu apă se pot amplasa la partea superioară a colectoarelor.

La noi în ţară sînt precizate indicaţii cu privire la distanţele dintre unele conducte, fără a fi centralizate într-un normativ. Un rol important la aprecierea acestor distanţe îl constituie experienţa dobîndită în exploatarea efectuată în decursul anilor, care permite, după părerea noastră, să se revadă unele distanţe stabilite teoretic.

Faţă de distanţele minime admise, majoritatea reţelelor sînt amplasate în carosabilul străzii, iar eventuale defecţiuni produc întreruperi de circulaţie, desfaceri şi refaceri de pavaje, reparaţiile efectuîndu-se cu greutate.

În ultima vreme, modul de sistematizare teritorială a oraşelor, cu prevederi de bulevarde largi, cu spaţii verzi între clădiri şi căi pietonale mărite, a creat posibilităţi de amplasare a reţelelor în afara carosabilului, ceea ce conduce la avantaje, atît economice, cît şi de exploatare. După un studiu efectuat în R. P. Polonă, faţă de sistemul tradiţional de aşezare a reţelelor edilitare în carosabil, introducerea acestora în spaţiul dintre construcţii (spaţiul verde) conduce la 15% economie, folosirea tranşeelor comune, la 4—5% economie, utilizarea subsolurilor tehnice, la 5—7% economie [4]. Aşezarea conductelor în spaţiul verde prezintă însă dezavantajul că îngreuiază plantarea, iar căldura emanată de conductele termice poate distruge copacii şi arbuştii. Este mai indicată pozarea în zona trotuarelor, căldura emanată de conductele termice facilitînd topirea zăpezii în timpul iernii.

Amplasarea reţelelor subterane pe trasee individuale sau în tranşee comune — în afară de dezavantajele arătate, ca degradarea teritoriilor — mai pre-

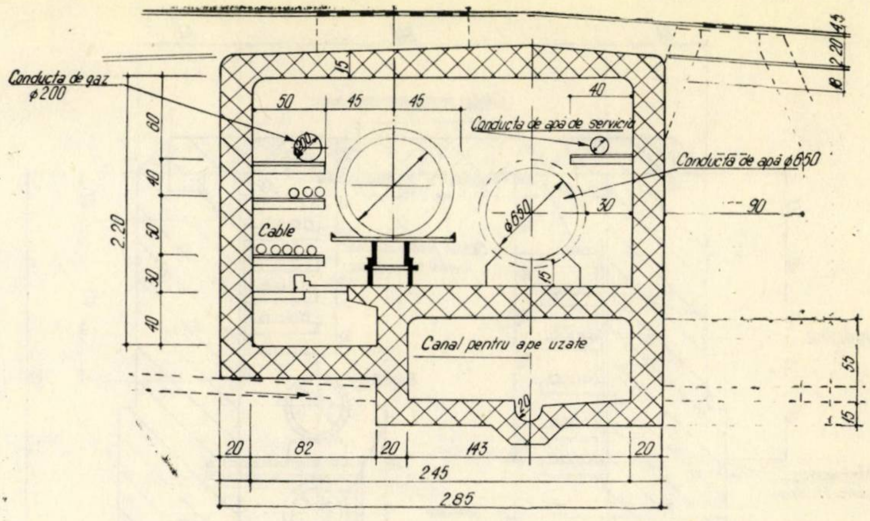


Fig. 1. Tunel de serviciu la Zürich

zintă inconveniente specifice fiecărei rețele în parte, precum : corodarea conductelor, distrugerea timpurie a izolaților, lipsa posibilităților de prevenire a avariilor, fenomene de electroliză la cablurile telefonice datorită umezelii și altele. Amplasarea în tranșee comune prezintă unele avantaje tehnico-economice, prin reducerea costului de execuție, a volumului lucrărilor de terasamente și a lățimii de teren pe care se amplasează ; în rest însă, acest procedeu are aceleași deficiențe ca și sistemul de pozare în tranșee individuale. În ambele soluții, durata de serviciu integrală a fiecărei rețele și a străzilor, diferite la fiecare dintre ele, practic nu se poate realiza. Sînt situații cînd apare necesară reînnoirea unei rețele și atunci strada trebuie spartă, sau cazuri cînd se modernizează sau se refac străzi și în această situație se refac și unele rețele, a căror durată de serviciu este pe cale de expirare, dar care nu s-a consumat integral.

Literatura tehnică de specialitate subliniază că, spre deosebire de instalarea subterană a rețelelor, instalarea acestora în galerii edilitare prezintă avantaje. Astfel :

— Se asigură condiții optime de exploatare a rețelelor într-o construcție durabilă și rezistentă, realizată din beton, în mediu uscat, permițînd verificări periodice și prevenind avariile. La Moscova creșterea anuală a construcției de colectoare comune este în medie de 40%, iar cheltuielile de exploatare se măresc numai cu 10%. Chiria anuală, ce se plătește pentru pozarea cablurilor în galerii edilitare, la Moscova, în decurs de 10 ani, s-a micșorat de peste șapte ori [5].

— La executarea reparațiilor, ca și la extinderea rețelelor, nu mai este necesară desfacerea pavajelor, eliminîndu-se îngreuierea sau întreruperea circulației, atît de frecvente în orașe. Astfel se reduc accidentele și consumul de carburant. Totodată se evită refacerile repetate ale străzilor ce apar de obicei pe lățimea șanțurilor, în urma tasărilor terenului pe aceste porțiuni.

— Pe o lățime mică a fîșiei de teren, ocupată de galerie, se amplasează compact un număr mare de cabluri și conducte, ceea ce, printre altele, reduce și volumul lucrărilor de terasamente.

— Se asigură o durabilitate în timp a rețelelor, datorită unei mai bune protecții împotriva șocurilor mecanice și a coroziunii.

— Se reduce perioada de timp în care șanțurile sînt deschise, întrucît, după construirea galeriei, rețelele se pot monta interior fără dificultăți. În acest mod se scurtează timpul de execuție a rețelelor și a drumurilor. În cazul construirii galeriilor din elemente prefabricate din beton armat, această durată se scurtează și mai mult. La Suhl, în R. D. Germană, unul din motivele principale pentru care s-a adoptat soluția construirii unei galerii a fost acela că lucrările de drumuri trebuiau terminate într-un anumit termen, iar pozarea rețelelor subterane pe trasee separate nu ar fi permis acest fapt [6].

În ceea ce privește dezavantajele, se specifică următoarele :

— Se întîmpină greutăți tehnice de așezare în galerii edilitare a conductelor de gaze, a conductelor de canalizare cu scurgere liberă și a cablurilor de înaltă tensiune, de peste 10 000 V [7]. Totuși, în unele țări se practică sistemul introducerii conductelor de gaze și a conductelor de canalizare în galerii edilitare (fig. 1). De menționat că, în Spania, primele rețele în comun s-au introdus în colectoarele de canalizare existente, care, datorită dimensiunilor lor mari, au permis pozarea acestora [3].

— Există pericolul de avariere a celorlalte rețele, în cazul avariei unora dintre cele menționate mai sus. În acest caz, se iau măsuri de protecție, iar în unele țări se interzice introducerea conductelor de gaze și a conductelor de aburi [3] și [7].

— Conduce, în unele cazuri, la obligativitatea unor trasee.

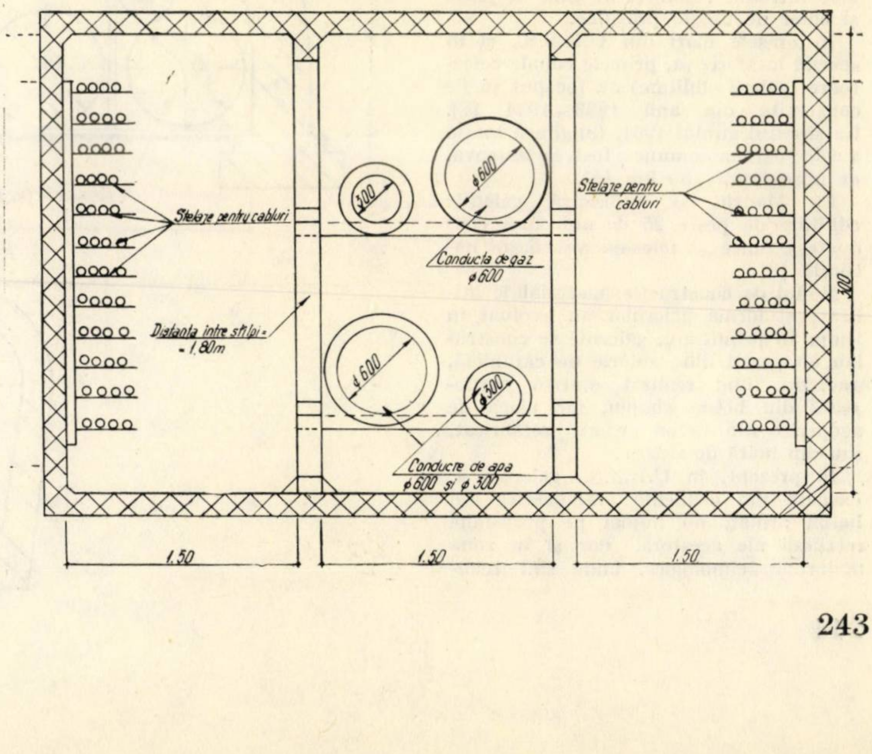
— Principalul dezavantaj îl constituie costul în general ridicat al investiției, în schimb cheltuielile de exploatare sînt mult mai reduse. Din studiile efectuate pentru o galerie edilitară la Suhl a rezultat că investiția depășește 15—20%, față de procedeele obișnuite, putîndu-se însă conta pe o amortizare în 10—15 ani [6]. Costul galeriilor depinde în mare măsură de numărul de cabluri și de conducte, ce sînt instalate în colector, și poate deveni chiar mai mic decît în soluția de pozare individuală.

2.2. Secțiuni tehnologice de galerii edilitare existente

Forma și dimensiunile galeriilor edilitare sînt variate. Se cunosc secțiuni circulare, semicirculare și dreptunghiulare, simple și duble și cuplate cu colectoare pentru canalizare. Cîteva exemple tipice de galerii edilitare sînt ilustrate în figurile 1 la 4.

În unele orașe din S.U.A. și în Germania, la Berlin, sînt construite galerii

Fig. 2. Tunel de serviciu la New York



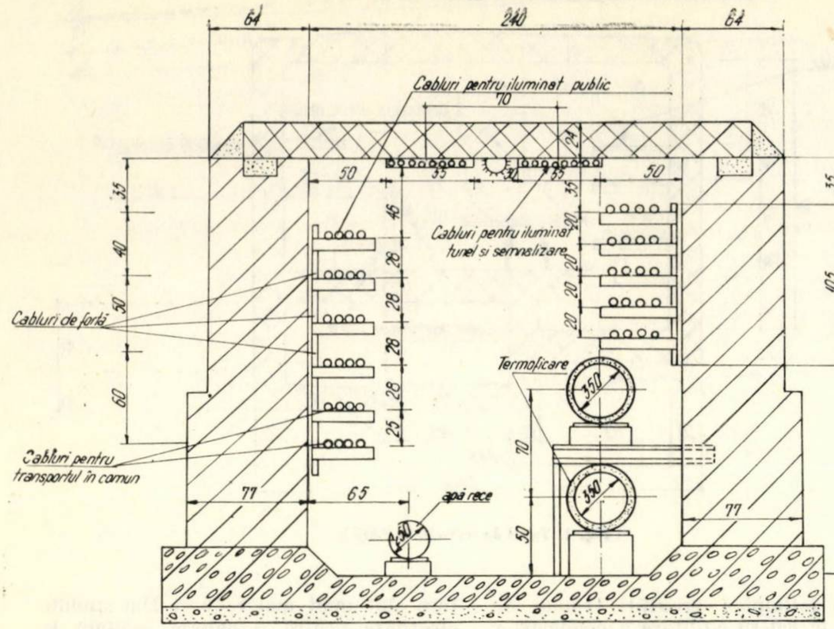

64
240
64
Cabluri pentru iluminat public
70
50
35
35
50
35
40
30
60
46
28
28
28
25
Cabluri pentru iluminat tunel şi semnalizare
105
270
Cabluri de forţă
Termoficare
350
350
70
Cabluri pentru transportul în comun
77
65
apă rece
77

Fig. 3. Tunel de serviciu la Moscova

de serviciu combinate cu spaţii pentru metropolitan (fig. 5).

Tipurile de reţele, admise să fie montate în galeriile edilitare, sînt de asemenea diferite. Se admite instalarea următoarelor cabluri şi conducte :

— cabluri de comunicaţii de toate categoriile (telefonice, telegrafice, radiodifuziune, de semnalizare) ;

— cabluri electrice de joasă şi înaltă tensiune, în unele ţări pînă la 10 kV, iar în altele pînă la 30 kV [8] ;

— conducte de apă ;

— conducte termice, exceptîndu-se în unele cazuri cele de aburi ;

— conducte forţate de canalizare, cu diametrul de maximum 0,5 m; în unele oraşe se admit şi canale de scurgere liberă, dacă panta galeriei coincide cu a canalizării.

Asupra instalării conductelor de gaze se fac rezerve. Totuşi, în unele ţări s-au introdus conducte de gaze de joasă şi chiar de medie presiune.

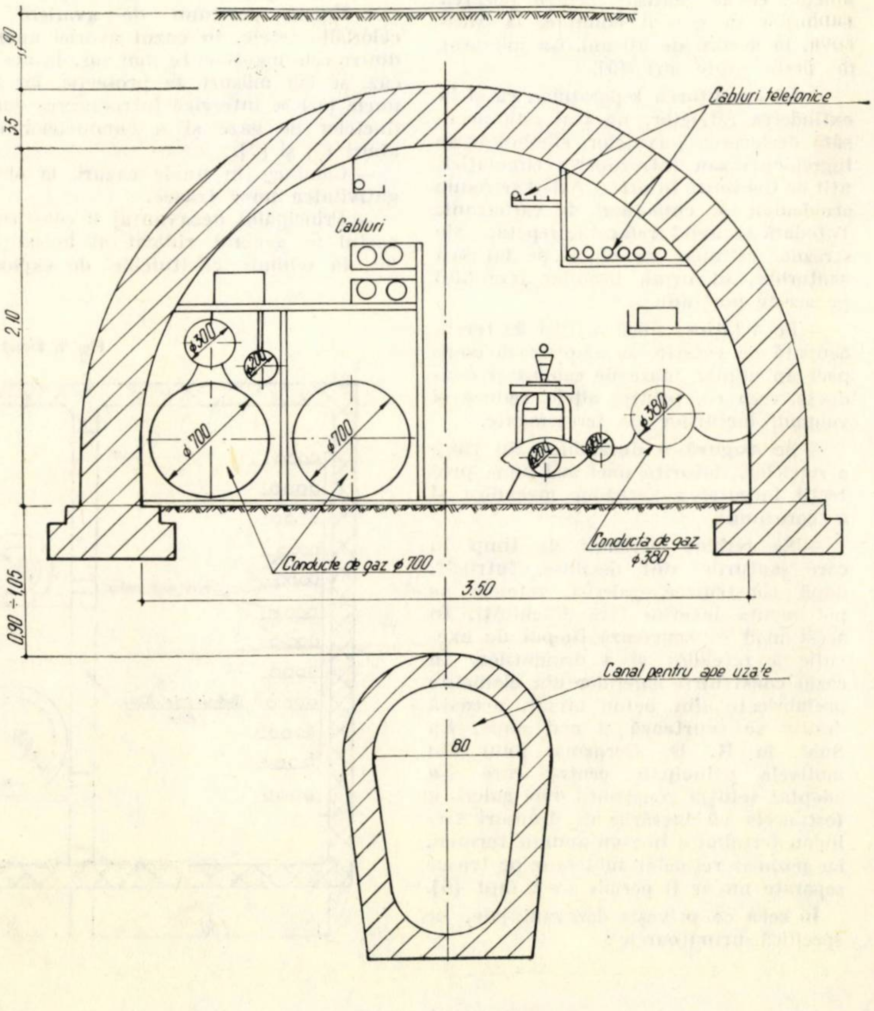
În oraşele mari din U.R.S.S., şi în special la Moscova, primele canale colectoare (galerii edilitare) au început să fie construite din anii 1933—1934 [7]. La sfîrşitul anului 1961, lungimea totală a colectoarelor comune a fost, la Moscova, de aproximativ 80 km [5].

La Madrid se utilizează galeriile edilitare de peste 25 de ani, fără conducte termice şi folosind ventilaţie naturală [3].

Modul de construcţie, materialele utilizate şi forma galeriilor au evoluat în timp. În primii ani, galeriile se construiau cu pereţi din zidărie de cărămidă, radierul fiind realizat dintr-o pardoseală din beton simplu, iar placa de acoperire din beton armat prefabricat, sau din boltă de zidărie.

În prezent, în U.R.S.S., galeriile se execută din elemente prefabricate din beton armat, nu numai pe porţiunile rectilinii ale acestora, dar şi în zona nodurilor tehnologice, unde sînt realizate camere speciale. La efectuarea acestor lucrări, folosirea prefabricatelor a atins un procentaj de 90% [5].

Fig. 4. Tunel de serviciu subcarosabil la Londra


90
35
Cabluri telefonice
Cabluri
2,10
φ300
φ200
φ700
φ700
φ380
φ200
Conducte de gaz φ700
Conducta de gaz φ380
3,50
0,90÷1,05
Canal pentru ape uzate
80

Executarea galeriilor se poate realiza în două moduri : în tranşee deschisă sau în tunel cu scut. Metoda tranşeelor deschise, cu sprijinirea pereţilor, este cea mai obişnuită şi în acest caz este indicată utilizarea unei secţiuni dreptunghiulare. Executarea în tunel cu scut conduce la folosirea unei secţiuni circulare şi se impune numai în zone în care sînt necesare şi este posibilă practicarea sistemului. Acest principiu a fost adoptat pentru construirea galeriilor edilitare la Budapesta [8].

Din punct de vedere static, nici secţiunea dreptunghiulară nici cea circulară nu prezintă avantaje majore, dar utilizarea spaţiului, pentru o mai bună aşezare a conductelor şi executare a lucrărilor, este mai avantajoasă în cazul secţiunilor dreptunghiulare [8].

2.2.1. Modul de aşezare a reţelelor

Gabaritele interioare ale galeriilor, aşa cum se specifică în literatura de specialitate, se stabilesc în funcţie de schema de amplasare a reţelelor edilitare, ce urmează a se monta.

Trebuie ţinut seamă de spaţiul de circulaţie, care se recomandă a se lua de 0,9 m × 1,80 m, şi de distanţele între conducte, cabluri şi pereţi de 0,2—0,4 m.

În mod obişnuit, în galerii conductele termice se suprapun, conducta de ducere fiind la partea inferioară, iar deasupra cea de întoarcere. Pe aceeaşi parte a secţiunii colectorului, peste conductele termice, se recomandă să se instaleze cablurile cu curenţi slabi.

Conductele de alimentare cu apă se aşază în partea opusă secţiunii colectorului, iar deasupra lor se instalează cablurile electrice de forţă. Pe aceeaşi parte se pot monta şi conductele de apă caldă menajeră şi recirculaţie, aşezate pe console fixate în peretele de beton al colectorului.

Cablurile electrice se aşază pe console metalice din fontă, în care sînt practicate locaşurile de aşezare de formă semicirculară. La cablurile de înaltă tensiune, aşezate de asemenea pe console, între şiruri se pun foi de azbest.

În tabela 1 sînt date secţiunile tehnologice raţionale pentru amplasarea unui anumit număr de conducte şi cabluri în galerii de formă dreptunghiulară, folosite în U.R.S.S. [2]. Limitele fixate pentru lăţime sînt de 1,7 m — 2,7 m şi pentru înălţime de 1,8—3 m. În tabelă sînt prevăzute, pentru anumite dimensiuni interioare ale galeriei, felul, numărul şi diametrul conductelor şi numărul cablurilor ce pot fi montate în secţiune.

În ceea ce priveşte amplasarea propriu-zisă a galeriilor, se recomandă aşezarea lor la 1 m sau chiar la 0,8 m distanţă de clădiri [7]. În unele cazuri s-au amplasat lîngă clădiri, fundaţiile acestora constituind unul din pereţii laterali ai galeriei.

Se recomandă de asemenea utilizarea subsolurilor tehnice ale clădirilor, galeriile executîndu-se între construcţii. În acest caz este de preferat executarea de galerii pe ambele părţi ale străzii [7].

În unele ţări, galeriile au fost amplasate sub carosabil, chiar în cazurile în care lărgimea mare a străzii a necesitat executarea a două galerii, cîte una pe fiecare parte a drumului [3].

Tabela 1

Secţiuni tehnologice raţionale

Dimensiunile secţiunilor tehnologice (cm)		Diametrul a două conducte ale reţelei termice (mm)	Numărul de cabluri	Diametrul conductei de apă (mm)
Înălţime	Lăţime			
180	170	2×200÷400	42÷24	—
		—	70	
180	190	2×200÷500	54÷24	250
		—	77	—
180	230	2×350÷400	36	250
210	170	2×300÷500	56÷20	—
		—	90	—
210	190	2×400÷600	36÷20	—
		—	118	—
210	230	2×400÷600	60÷48	250
240	170	—	100	—
240	190	2×400÷700	68÷12	—
		—	121	—
240	230	2×400÷700	78÷45	300
240	250	2×700÷800	54÷45	300
300	250	2×700÷1000	102÷45	300
300	270	2×1000	65	300

Tabela 2

Diferenţele de costuri dintre tipurile de secţiuni

Tipul secţiunii	Costul în % raportat la b.a. monolit		
	Galerie pe artere magistrale	Galerie principală în microraion	Galerie secundară în microraion
Beton armat monolit	100	100	100
Radier monolit cu plăci şi pereţi tip casetat	112	117	—
Elemente prefabricate tip cheson cu radier din dale prefabricate	—	125	—
Elemente prefabricate tip casetat cu dale prefabricate	—	145	—
Elemente prefabricate tip L şi plăci drepte	—	—	113

2.2.2. Utilarea galeriilor edilitare

Condiţiile tehnice ale diferitelor reţele, modul lor de întreţinere şi execuţie şi siguranţa în exploatare impun prevederea unor instalaţii speciale. Astfel sînt necesare : sisteme de evacuare a apei, de ventilaţie, mijloace de transport al tuburilor, dispozitive de semnalizare, securitate şi automatizare, instalaţie electrică pentru iluminat şi forţă, puţuri de acces şi altele.

Evacuarea rapidă a apei din galerii este un principiu general adoptat la proiectarea şi executarea acestor construcţii. În acest scop se prevăd pante longitudinale între 0,4 şi 0,6 %, cu puncte de evacuare la circa 500 m [2].

În unele ţări s-au admis pante şi mai mici. În mod obişnuit, galeriile, aşezîndu-se cu planşeul superior la 0,35—0,50m înălţime de la suprafaţa terenului, permit evacuarea directă în reţeaua de canalizare; în caz contrar, se prevăd puncte de colectare, utilate cu pompe care intră automat în funcţiune, la un anumit nivel al apei.

În galerii apa poate proveni de la avariile conductelor de apă şi termice sau de la infiltraţii de ape din teren. În cazul unei execuţii cu radierul sub nivelul pînzei de apă, s-au prevăzut drenaje şi etanşarea colectorului [7].

În ceea ce priveşte temperatura în interiorul galeriei, respectiv sistemul de ventilaţie de adoptat, în special în cazul existenţei conductelor termice, părerile sînt controversate. Galeriile sînt supuse diverselor influenţe termice, atît din exterior, cît şi din interior. Dacă temperatura terenului înconjurător al galeriei se menţine la un nivel aproape constant, aerul din exterior, ce intră permanent în galerie, variază foarte mult, iarna ajungînd sub — 20°C şi vara la peste + 40°C. Pe de altă parte, conductele termice menţin o temperatură ridicată în interior, ce poate varia între 25° şi 60°C.

Temperatura influenţează direct asupra cablurilor electrice. De exemplu : la temperatura de 45°C, capacitatea de încărcare a conductelor se reduce la jumătate, faţă de capacitatea lor la 15°C.

De asemenea, temperatura apei potabile trebuie menţinută la nivelul temperaturii surselor. Totodată, condiţiile de protecţie a muncii pentru personalul de

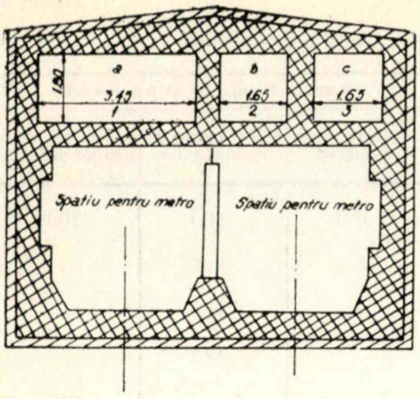


Fig. 5. Tunel de serviciu la Berlin

control și întreținere impun temperaturi maxime, în timpul lucrului, de 40°C.

Asigurarea și menținerea temperaturii de regim adoptate se fac prin ventilație, fie naturală, fie artificială, prin instalație mecanică de ventilație.

Limitele temperaturii de regim, adoptate în U.R.S.S., sînt de la 6° la 21°C [7]. La Budapesta, pentru proiectarea galeriilor edilitare, s-a adoptat o temperatură de regim de la 7° la 10°C [8], ceea ce după părerea noastră nu este posibil în timpul verii, decît cu instalații frigorifice oneroase.

Sistemul de ventilații mecanice comportă instalarea unor ventilatoare la circa 300 m distanță, care împing aerul în interior. Evacuarea se face prin guri de ventilație. Pornirea ventilatoarelor se face automat, la ridicarea temperaturii sau în cazul apariției scurgerilor de gaze [2] și [9].

Ventilația naturală se efectuează prin amplasarea judicioasă a gurilor de ventilație și acest sistem, în unele cazuri, este suficient pentru asigurarea unei bune exploatări [3].

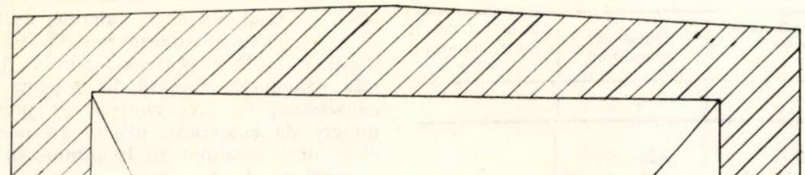
Tuburile și cablurile sînt introduse în galerii prin puțuri de acces de circa 1×4,5 m, amplasate între 300—500 m [7].

Pentru control și introducerea de cabluri se prevăd accese la distanțe mai mici (70—100 m); transportul materialelor în tunel se poate efectua prin cărucioare pe șine, montate pe radierul galeriei, sau cu monoraiuri fixate de plafon [8].

Iluminatul galeriei se face prin corpuri de iluminat electrice montate din 50 în 50 m. Tot din 50 în 50 m, sînt prevăzute prize, atît pentru utilizarea de lămpi portative, cît și pentru aparatele necesare întreținerii.

Pentru semnalizarea defecțiunilor cablurilor electrice și telefonice, apariția apei sau infiltrarea de gaze, chiar de la conductele din exterior, sînt prevăzute aparataje speciale de semnalizare și sisteme automate pentru declanșarea instalațiilor de securitate (pompe, ventilare, închideri etc.).

Fig. 6 a. Secțiune din beton armat monolit (perspectivă)



2.3. Exploatarea galeriilor edilitare

Exploatarea rețelelor instalate în galerii edilitare, pe de o parte, grupate și accesibile printr-un singur loc, și pe de altă parte, cu caracteristici deosebite unele de altele, solicită o centralizare a controlului și personal instruit.

În U.R.S.S., la fiecare 5 km de galerie se află o centrală de dispeceri, iar trei centrale formează un post de supraveghere. Fiecare centrală este dotată cu 4—5 dispeceri, 2 lăcătuși, 2 electricieni și personal de serviciu.

Pentru 30 de km de colector este formată o brigadă de reparație cu 15 muncitori [9]. Exploatarea se face de un serviciu special, unitățile de specialitate plătind chirie. În costul chiriei se efectuează supravegherea, controlul periodic, vopsitul conductelor, reparația și vopsitul izolației termice, evacuarea apei, îndepărtarea prafului și a murdăriei, precum și alte operații mai mărunte [5].

Perceperea de chirii de la unitățile de specialitate pentru instalarea în interiorul galeriilor a conductelor și cablurilor se aplică și în Spania, unde chiriile sînt stabilite în funcție de natura și diametrul conductelor și cablurilor [3].

Durata de serviciu a construcției propriu-zise a galeriei se consideră de 100 de ani [9].

3. STUDIUL COMPARATIV AL POZĂRII REȚELELOR ÎN GALERII EDILITARE ÎN ORAȘUL BUCUREȘTI

3.1. Criterii și ipoteze. Modul de stabilire a traseelor

La întocmirea studiului s-a avut în vedere faptul că dezvoltarea orașului se efectuează prin realizarea unor cartiere și microraioane, legate între ele prin artere magistrale de circulație, artere pe care sînt amplasate și rețelele subterane principale ale orașului. Totodată este de menționat faptul că realizarea unor galerii edilitare este posibilă, în principal, pe direcțiile pe care urmează să se construiască magistralele de termoficare și o dată cu acestea.

În acest scop, s-a analizat posibilitatea utilizării galeriilor edilitare pe străzile principale, unde există o circulație rapidă de tranzit, și separat în microraioane, analizîndu-se cazul concret al unui cartier cu o densitate de 3 260 m^2 locuibili la ha, cu circa 40% clădiri cu p + 4 și 60% clădiri cu p + 9, situații obișnuite în oraș.

În scopul unei analize mai judicioase, în microraion s-au studiat două variante și anume: pozarea în galerii edilitare în întreaga zonă și pozarea rețelelor în galerii numai pe traseele principale, în rest menținîndu-se traseele individuale. De asemenea, s-a avut în vedere că în oraș sînt zone cu teren macroporic, sensibil la înmuiere.

Ca urmare, în ceea ce privește natura terenului și modul de amplasare, s-au studiat următoarele variante:

— pozarea în galerii edilitare pe arterele magistrale de circulație;

— pozarea în microraion, în galerii edilitare pe toate traseele, în terenuri macroporice şi în terenuri obişnuite;

— pozarea în microraion, în galerii edilitare pe traseele principale, iar în rest pe trasee individuale, în terenuri macroporice şi în terenuri obişnuite.

Existînd condiţiile necesare, galeriile edilitare au fost amplasate în spaţiul verde, acest procedeu fiind corespunzător cu modul obişnuit de pozare izolată a reţelelor pe trasee individuale. Pentru arterele magistrale, s-a folosit spaţiul verde care separă cele două benzi de circulaţie, iar în microraion, spaţiul dintre construcţii.

În sistemul de pozare izolată a reţelelor, în microraioane, în mod obişnuit, pentru fiecare reţea în parte se stabileşte traseul cel mai scurt, fără a se urmări obligatoriu gruparea lor, aşa cum este necesar atunci cînd sînt instalate în galerii. Datorită faptului că reţelele de termoficare ocupă un volum mare şi nu se pot modela uşor, stabilirea traseelor s-a făcut acordîndu-se întîietate acestora, iar conductele de apă şi cablurile telefonice şi electrice urmăresc în mod obligatoriu traseele stabilite pentru primele. Pentru stabilirea traseelor de termoficare, respectiv a galeriilor, s-au luat ca jaloane de orientare centralele termice, căutîndu-se ca traseele principale să împartă cartierul în zone aproximativ echivalente, în aşa fel încît să fie convenabile şi pentru celelalte trasee. Totuşi, lungimea unor trasee a devenit ceva mai mare. În exemplul analizat a reieşit o lungime a reţelelor de apă cu cca 5% mai mare.

Dimensiunile şi numărul de conducte şi cabluri s-au determinat în raport cu necesităţile funcţionale, pe fiecare porţiune de traseu în parte.

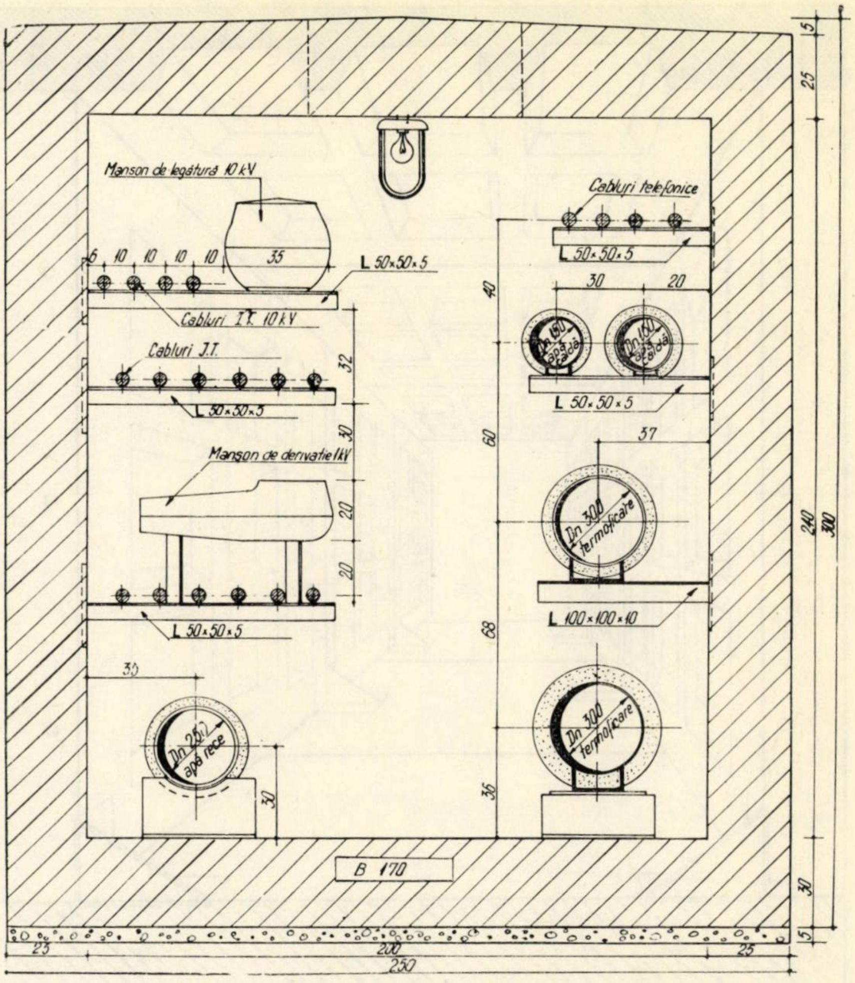


Fig. 6 b. Secţiune din beton armat monolit (secţiune)

3.2. Condiţii tehnice

S-a considerat că în galeriile edilitare ale microraionului studiat se pot instala cablurile electrice şi telefonice şi conductele de apă, de termoficare şi cele de apă caldă menajeră, preparată în centralele termice.

Deşi introducerea conductelor de gaze de joasă presiune în galeriile edilitare se foloseşte în multe oraşe, s-a apreciat că pentru ţara noastră nu este oportun acest sistem, mai ales că este necesar aparataj special de detectare şi automatizare, greu de procurat. De aceea conductele de gaze s-au amplasat pe

Tabela 3

Compararea soluţiilor de pozare a reţelelor edilitare pe traseele arterelor magistrale de circulaţie

Modul de pozare	Sistem de ventilaţie	Total investiţii iniţiale (%)	Cheltuielile anuale de întreţinere şi reparaţii (%)	Indicatori economici		
				a Total cheltuieli anuale (amortisment şi întreţinere) (%)	b Total cheltuieli anuale ptr. o medie ponderată a anilor de folosire (%)	c Total cheltuieli pe 30 de ani (%)
Trasee individuale	—	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Galerie edilitară din beton armat monolit	Ventilaţie naturală t = 45°C	120,00	36,00	71,30	98,30	101,00
Galerie edilitară din beton armat prefabricat tip casetat cu radier monolit		127,20	36,00	75,30	100,30	106,00
Galerie edilitară din beton armat monolit	Ventilaţie mecanică t = 25°C	119,00	63,80	73,80	96,55	112,00
Galerie edilitară din beton armat prefabricat tip casetat cu radier monolit		126,00	63,80	77,20	100,50	109,70

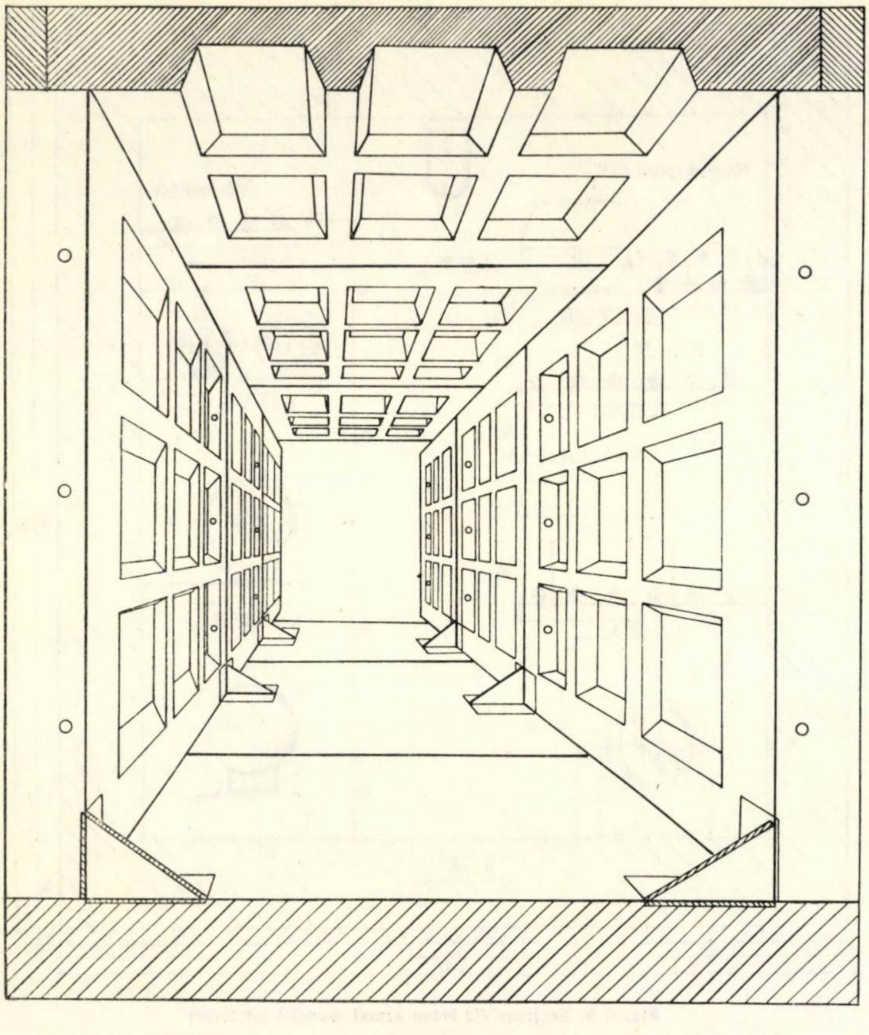


Fig. 7 a. Secțiune din beton armat prefabricat cu elemente casetate și radier monolit (perspectivă)

trasee individuale, urmînd a fi sifonate la intersecțiile cu galeriile edilitare.

În ceea ce privește canalizarea, în cazul studiat, montarea în comun sub galerie sau în interiorul ei nu a fost posibilă din considerente funcționale. În consecință, nu se pot trage concluzii asupra posibilității amplasării canalizării în galeriile edilitare, sau sub acestea.

Nu s-au introdus de asemenea în galeriile edilitare cablurile de iluminat public, deoarece acestea au trasee obligate de-a lungul străzilor și necesită manșoane de derivație la fiecare 20—30 m, pentru alimentarea stîlpilor.

Pentru cablurile și conductele montate în interiorul galeriilor, se folosesc numai materiale produse în țară.

Cablurile telefonice se pot monta pe suporți fixați pe riglete, iar racordarea între canalizația sistemului clasic și cea din galeria edilitară este posibilă și nu creează dificultăți. Montarea și demontarea se pot face cu ușurință și cu recuperarea integrală a cablurilor. Deranjamentele pot fi găsite ușor și se pot repara fără a deplasa cablurile de pe suporți, ceea ce conduce la reducerea costului de întreținere cu circa 75%.

De asemenea, temperatura ridicată menține aerul uscat, ceea ce înlătură pericolul de electroliză.

Totuși, din cauza temperaturii ridicate, în timpul verii, rezistența ohmică a cablurilor crește cu cca 9%, iar atenuarea cu cca 4%. Această creștere se înlătură pozîndu-se cabluri suplimentare.

Cablurile electrice au aceleași posibilități de montare și de exploatare ca și cele telefonice. În viitor este posibil, după o prealabilă experimentare, să se înlocuiască tipurile armate, utilizate în prezent, cu cabluri fără armături, întrucît în interiorul galeriilor, pericolul șocurilor mecanice este redus.

Dificultatea principală a instalației electrice o constituie reducerea capacității de transport a energiei electrice, o dată cu creșterea temperaturii, ceea ce conduce la prevederea unui număr sporit de cabluri, chiar de 100%.

Pentru cazul studiat s-au analizat două variante, în funcție de sistemul de ventilație adoptat în timpul iernii, cînd rețeaua electrică este încărcată la minimum și anume : pentru temperatura de 45°C, în cazul ventilației naturale, și 25°C, în cazul ventilației mecanice. În timpul verii solicitarea electrică fiind mai redusă, cablurile dimensionate pentru perioada de iarnă pot satisface transportul de energie și la temperaturi mai ridicate.

De asemenea, manșoanele de derivație și legătură, folosite în prezent, fac ca spațiul necesar cablurilor să fie destul de mare.

Conductele de alimentare cu apă instalate în galerii permit utilizarea de conducte din materiale mai eftine, măresc durata de serviciu, datorită condițiilor optime de conservare, și îmbunătățesc sistemul de exploatare. Montarea acestora se face pe pardoseală prin intermediul unor suporți.

Datorită temperaturii ridicate a aerului din galerii, conductele de apă trebuie izolate. Din calculele făcute a rezultat că este necesară o izolație cu vată minerală de 30 mm grosime, pentru ca temperatura să nu crească mai mult de un grad, în cazul unei stagnări a apei de cca 5 ore.

Conductele de termoficare și de apă caldă, în comparație cu soluția de pozare pe trasee individuale, prezintă în general numai avantaje. Se poate efectua o bună supraveghere a lor, prevenind eventualele avarii, și este posibilă înlocuirea ușoară a izolației, care, după o perioadă de cca 10 ani, își pierde proprietățile termoizolante.

3.2.1. Determinarea gabaritului

Pentru cazurile studiate, în raport cu dimensiunile și rețelele instalate, s-au stabilit următoarele dimensiuni interioare ale galeriilor :

a) Pe traseul arterei magistrale de circulație, 4,20 × 3,20 m. În această galerie s-a prevăzut instalarea, în afara cablurilor electrice și telefonice, a două conducte de termoficare cu ∅ 900 mm, o arteră de apă de ∅ 1 000 m și o conductă de serviciu de apă de ∅ 250 mm.

b) În microraion, pe traseele principale, a rezultat dimensiunea de 2,40 × 2,00 m.

c) În microraion, pe traseele secundare, 1,30 × 1,70 m.

Conductele și cablurile au fost prevăzute să se monteze la distanțe care să permită efectuarea de racordări și eventuale extinderi ulterioare.

De asemenea, s-a asigurat spațiul necesar circulației și transportului de materiale și conducte în lungul galeriei.

Pentru accesul din exterior, s-au prevăzut guri de acces la cca 60—100 m distanță, iar pentru introducerea de materiale, s-au prevăzut trape amplasate la distanțe mai mari.

În punctele de ramificații, galeriile s-au lărgit pentru a se crea posibilitatea racordării rețelelor pe ambele părți ale galeriei.

În vederea asigurării unor condiții optime de exploatare, s-a prevăzut iluminat electric și prize de forță, necesare agregatelor de sudură. Prizele și aparatajul de comandă s-au prevăzut de tip etanș.

3.2.2. Ventilația

Pentru stabilirea condițiilor de temperatură și umiditate, au fost studiate următoarele probleme :

— variaţia temperaturii în galerii în funcţie de temperatura exterioară, fără a socoti schimbul de aer prin ventilaţie;

— debitul de aer necesar menţinerii temperaturii maxime de 25°C în sezonul rece, pentru diferite temperaturi exterioare;

— posibilităţi de ventilare naturală şi mecanică.

Din calculele efectuate s-a ajuns la următoarele concluzii:

— fără nici un fel de ventilaţie, temperatura în canal variază între 55°C iarna, la t_e de —19°C, şi 45°C vara la t_e de 30°C;

— situaţia cea mai defavorabilă, care necesită debit maxim de aer pentru ventilaţie, este la o temperatură în exterior de 10°C;

— întrucît, în timpul verii, cablurile electrice nu sînt încărcate decît la jumătate din sarcină şi în interiorul canalului se admit temperaturi de 45°C, ventilarea galeriei este necesară în special în perioada utilizării termoficării în timpul iernii;

— asigurarea condiţiilor tehnice optime şi a celor de protecţie a muncii necesită instalaţie de ventilaţie mecanică;

— ventilaţia naturală a galeriilor necesită guri de ventilaţie la cca 10 m.

În afară de studiile teoretice, s-au urmărit, în perioada mai-decembrie 1965, temperaturile realizate în canalele vizitabile: „Subtraversarea liniilor de cale ferată de la Podul Basarab” şi „Canalul vizitabil de la Uzinele 23 August”.

În galeria de la pasajul Basarab, unde sînt montate numai conducte de termoficare, galerie cu o lungime de 80 m şi o singură ventilaţie naturală, temperatura maximă a aerului interior a fost de 32°C, la o temperatură a apei supraîncălzite de 116°C.

În galeria vizitabilă de la CET 23 August, în care sînt instalate conducte de aburi şi unde sînt montate două ventilatoare şi guri pentru ventilaţie naturale, la o temperatură medie a aburului de 320°C, temperatura cea mai ridicată în galerie a fost de 44°C.

Faţă de concluziile calculelor şi ale cercetărilor efectuate pe teren, secţiunile de galerii au fost studiate în două subvariante:

— asigurarea unei temperaturi maxime de 45°C în timpul iernii, prin ventilaţie naturală;

— asigurarea unei temperaturi maxime de 25°C în timpul iernii, prin ventilaţie mecanică cu ventilatoare tip mină şi o capacitate de cinci schimburi de aer pe oră.

3.3. Tipurile de galerii şi modul lor de realizare

Pe traseul arterei principale de circulaţie s-a studiat realizarea galeriilor în două moduri:

a) secţiune din beton armat monolit;
b) secţiune din elemente prefabricate de beton armat şi radier din beton armat monolit.

Elementele prefabricate, sub formă de grinzi şi nervuri (plăci casetate), se solidarizează prin intermediul unor gusee metalice, sudate cu plăcuţe metalice, fixate în elementul prefabricat sau în radier (fig. 8).

În microraion, pentru galeria de pe traseele principale au fost studiate patru tipuri de secţiuni şi anume:

a) secţiune din beton armat monolit (fig. 6);

b) secţiune din radier monolit, cu plăci şi pereţi tip casetat (fig. 7);

c) secţiune din elemente prefabricate de tip cheson şi radier din dale prefabricate (fig. 8);

d) secţiune din elemente tip casetat pentru pereţi şi plăci, iar pentru radier dale prefabricate.

Pentru galeriile edilitare de pe traseele secundare au fost studiate două tipuri de secţiune şi anume:

a) secţiune din beton armat monolit;

b) secţiune din elemente prefabricate de tip L, pentru pereţi şi plăci de acoperire drepte.

În ceea ce priveşte secţiunile din beton simplu monolit, se ajunge la grosimi mari, care sînt mai neeconomice, deşi prezintă avantajul economisirii de material.

Diferenţele de preţuri dintre secţiunile analizate sînt arătate în tabela 2.

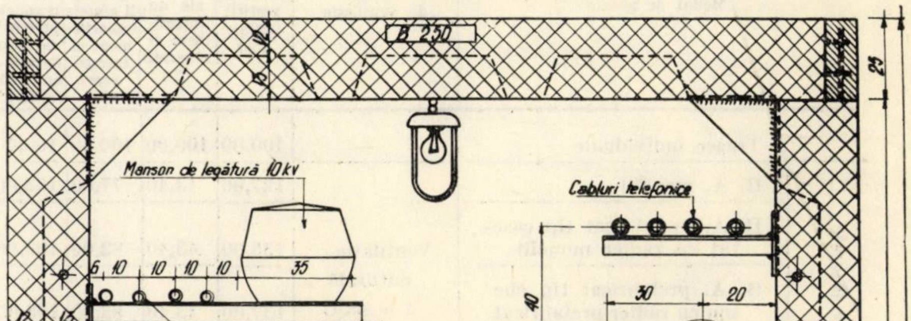
Din punct de vedere al preţului, în afară de secţiunile din beton armat monolit, care sînt cele mai ieftine, tipurile cu radierul din beton armat monolit şi cu pereţii şi plăcile din beton armat prefabricat tip casetat sînt mai avantajoase decît celelalte secţiuni din prefabricate.

Totuşi, elementele din beton armat prefabricat, la o extindere largă a galeriilor edilitare care să conducă la tipizare şi industrializare, pot deveni mai ieftine. Considerăm indicat, ca în cazul în care se vor introduce galeriile edilitare, să se adîncească această problemă şi să se extindă studiul asupra folosirii elementelor prefabricate din beton armat precomprimat.

3.4. Analiza economică a soluţiilor de pozare a reţelelor subterane

Pentru a se putea trage concluzii asupra eficienţei economice a diferitelor sisteme de pozare, s-au stabilit, pentru fiecare variantă în parte, valorile de investiţii, cheltuielile anuale de între-

Fig. 7 b. Secţiune din beton armat prefabricat cu elemente casetate şi radier monolit (secţiune)



ţinere şi reparaţii şi duratele de serviciu şi s-au comparat cu sistemul de pozare pe trasee individuale.

Duratele de serviciu normate pentru fiecare tip de reţea s-au extras din catalogul elaborat de către „Comisia Centrală" în anul 1964, pentru inventarierea şi reevaluarea fondurilor fixe, şi prevede următoarele termene :

— tunele din beton armat sub străzi 100 ani
— instalaţii electrice 30 ani
— conducte pentru alimentare cu apă 70 ani
— conducte de termoficare în canale de b.a. 30 ani
— reţele subterane de telecomunicaţii 30 ani
— ventilatoare axiale 12 ani.

În cazul variantelor de amplasare în galerii edilitare, s-a propus o creştere a duratei de serviciu de numai 10 ani, cu toate că, datorită condiţiilor mai bune de exploatare şi conservare, perioadele pot fi mai lungi.

Pentru o mai bună confruntare a rezultatelor, calculele de eficienţă economică s-au făcut în trei moduri şi anume :

a) Cu un prim indicator s-au stabilit cheltuielile totale anuale în care s-au inclus cota de amortizare anuală şi cheltuielile de întreţinere anuale.

Calculele s-au făcut conform regulilor dobînzii compuse, cu un coeficient anual p de 7%.

Factorul de dobîndă şi sumele de amortizare procentuală s-au stabilit corespunzător duratei de serviciu a fiecărei reţele în parte.

b) Verificarea s-a făcut cu cel de al doilea indicator, prin care s-au stabilit cheltuielile totale anuale pentru media ponderată a anilor de folosire cu un factor de rentabilitate p de 7% anual.

c) Cel de al treilea indicator, luat în consideraţie, constă din compararea cheltuielilor totale (investiţie şi întreţinere) pe o perioadă echivalentă de 30 de ani.

Rezultatele calculelor sînt consemnate în tabela 3, pentru traseele pozate pe arterele magistrale de circulaţie, şi în tabela 4, pentru reţelele din microraion.

3.4.1. Analiza rezultatelor

Comparînd cifrele obţinute, raportate la sistemul de pozare a reţelelor pe trasee individuale, se constată următoarele :

— *Galeriile edilitare pe traseele arterelor magistrale de circulaţie* conduc la o investiţie cu 20% mai mare, în cazul unei construcţii din beton armat monolit,

Tabela 4

Compararea soluţiilor de pozare a reţelelor edilitare în microraion în terenuri macroporice şi obişnuite

	Modul de pozare	Sistem de ventilaţie	Teren macroporic					Teren obişnuit				
					Indicatori economici					Indicatori economici		
			Total investiţii iniţiale (%)	Cheltuieli anuale de întreţinere şi reparaţii (%)	Total cheltuieli anuale (amortisment şi întreţinere) (%)	Total cheltuieli anuale pt. o medie ponderată a anillor de folosire %	Total cheltuieli pe 30 ani (%)	Total investiţii iniţiale (%)	Cheltuieli anuale de întreţinere (%)	Total cheltuieli anuale (amortisment + întreţinere) (%)	Total cheltuieli anuale pt. o medie ponderată a anilor de folosire%	Total cheltuieli pe 30 ani (%)
	Trasee individuale	—	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
Galerii edilitare pe toate traseele microraionului	B. A. monolit.	Ventilaţie naturală t = 45°C	127,00	43,40	77,80	102,00	80,00	126,00	43,40	68,40	113,10	111,00
	B. A. prefabricat tip casetat cu radier monolit.		135,00	43,40	82,00	109,00	81,50	134,00	43,40	73,50	110,20	117,20
	B. A. prefabricat tip cheson cu radier prefabricat.		137,00	43,40	83,20	108,00	82,70	136,00	43,40	74,70	111,70	118,90
	B. A. prefabricat tip casetat cu radier prefabricat.		143,00	43,40	86,00	106,50	85,90	142,00	43,40	77,00	115,80	123,30
	B. A. monolit	Ventilaţie mecanică t = 25°C	126,00	123,50	87,20	105,20	90,80	124,00	105,60	76,40	106,00	129,00
	B.A.P. tip casetat cu radier monolit		134,00	123,50	91,60	111,50	95,30	133,00	105,60	80,50	111,20	135,00
	B.A.P. tip cheson cu radier prefabricat		136,00	123,50	92,50	108,20	96,40	135,00	105,60	81,80	119,60	137,00
	B.A.P. tip casetat cu radier prefabricat		142,00	123,50	95,60	122,00	99,60	140,00	105,60	84,60	117,80	141,50
Galerii edilitare numai pe traseele principale. În rest trasee individuale	B.A. monolit	Ventilaţie naturală t = 45°C	121,00	72,40	77,40	102,60	79,50	121,00	71,80	69,00	103,50	113,30
	B.A.P. tip casetat cu radier monolit		126,00	72,40	80,30	106,20	80,50	124,00	71,80	71,60	107,00	117,20
	B.A.P. tip cheson cu radier prefabricat		129,00	72,40	80,00	108,00	83,60	127,00	71,80	74,70	118,40	119,00
	B.A.P. tip casetat cu radier prefabricat		135,00	72,40	85,00	112,00	86,70	133,00	71,80	76,00	113,00	140,00
	B.A. monolit	Ventilaţie mecanică t = 25°C	120,00	118,00	81,20	104,20	87,40	119,50	117,20	72,30	105,90	128,50
	B.A.P. tip casetat cu radier monolit		126,00	118,00	83,90	108,90	90,20	125,00	117,20	75,20	108,40	132,00
	B.A.P. tip cheson cu radier prefabricat		128,00	118,00	85,30	111,00	91,40	127,50	117,20	76,40	110,20	133,00
	B.A.P. tip casetat cu radier prefabricat		134,00	118,00	88,90	114,60	94,80	133,00	117,20	79,20	115,00	136,00

şi cu 27,2% mai mare, pentru construcţii din beton armat prefabricat. În cazul ventilaţiei mecanice, investiţia scade, deoarece se reduce numărul de cabluri electrice.

— Indicatorii economici arată că amplasarea în galerii a reţelelor pe arterele principale de circulaţie este indicată, fiind mai favorabile pentru ventilaţia naturală.

— *Galeriile edilitare în microraion* conduc la o creştere a investiţiei iniţiale de la 20 la 42%, fiind ceva mai redus în cazul unei ventilaţii mecanice, datorită numărului mai redus de cabluri electrice.

— Indicatorii economici sînt în general defavorabili amplasării reţelelor din microraioane în galerii, în special în cazul utilizării ventilaţiei mecanice.

4. CONCLUZII

Din prezenta lucrare se desprind următoarele concluzii :

Instalarea reţelelor edilitare pe arterele magistrale şi pe direcţia de dezvoltare a reţelelor de termoficare prezintă numeroase avantaje şi justifică diferenţa în plus de investiţie.

Deşi costurile de investiţie sînt ceva mai ridicate, se consideră totuşi că este indicată folosirea prefabricatelor de beton armat, care prezintă avantajul industrializării lucrărilor şi al scurtării termenelor de execuţie.

De asemenea, se consideră că este posibilă şi indicată utilizarea unei ventilaţii naturale şi se impune verificarea practică a temperaturilor, în scopul reducerii temperaturii de 45°C, luată în consideraţie.

Concluziile trase sînt valabile numai pentru cazurile studiate. Pentru alegerea soluţiei optime în alte situaţii, este necesar să se întocmească studii tehnico-economice. Se pot ivi cazuri aparte, ca al străzilor existente cu reţele deja amplasate, sau cazuri cînd lăţimea străzii şi numărul de reţele indică executarea de galerii pe ambele trotuare. În cazul în care este necesar, cu un eventual plus de armătură, galeriile se pot amplasa sub carosabil.

Este util, în scopul verificării şi experimentării, să se execute în următorii ani un tronson de galerie pe una din arterele principale de circulaţie ale oraşului. Cu această ocazie se vor putea face măsurători de temperaturi, se va cerceta influenţa cablurilor electrice asupra celor telefonice, se va verifica influenţa temperaturii asupra apei reci, se vor pregăti cadrele şi altele.

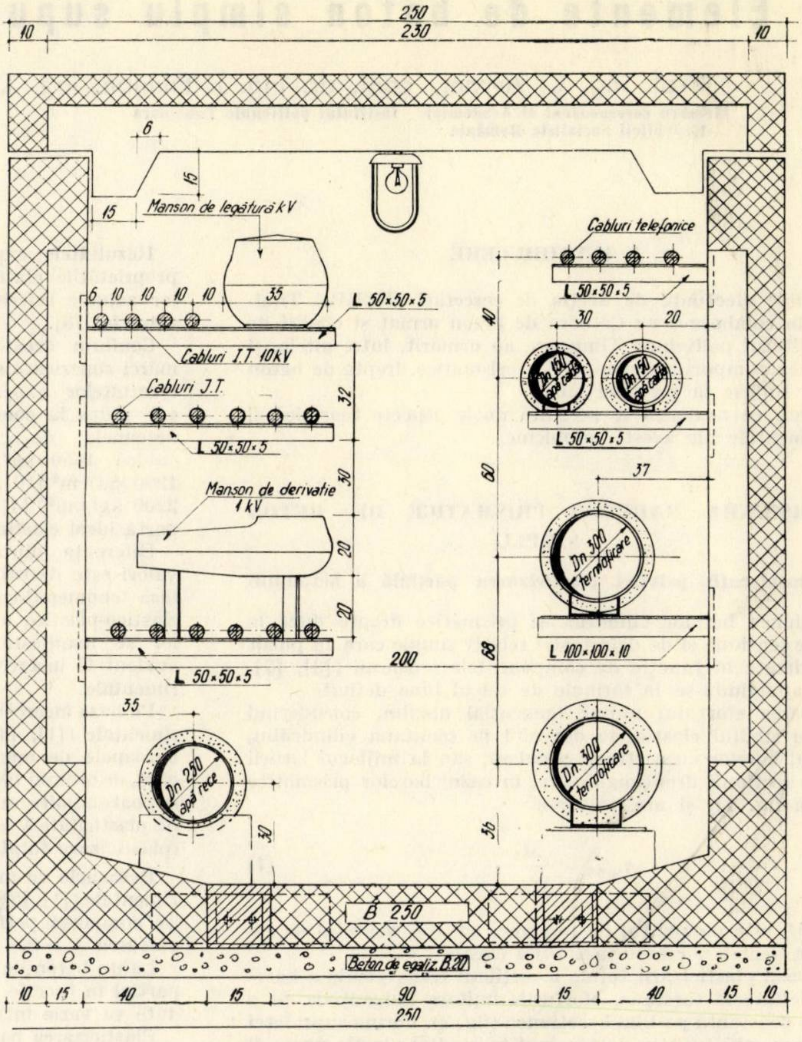


Fig. 8. Secţiune din beton armat prefabricat tip cheson şi radier din dale prefabricate (secţiune)

Bibliografie

[1] Ianczewski H.: *Problemes des coordination et des conceptions complexes de l'equipement souterrain des villes.* Raport prezentat la al IV-lea Congres internaţional de urbanism subteran şi de tehnică de lucrări subterane. Varşovia, iunie 1965.

[2] Fedorov M. F. şi Acselrod L. J. : *Gorodskie podzemnie seti i colectori.* Moscova Ed. „Scoala superioară", 1964

[3] Maroto J. şi Casane J. : *Los servicios del subsuelo.* Seccion de cultura artes graficas municipales. Madrid, 1963

[4] Petrozolin W. : *Les recherches économiques en projets et l'amenagement souterrain dans les localités habitées.* Raport prezentat la al IV-lea Congres internaţional de urbanism subteran şi de tehnică de lucrări subterane. Varşovia, iunie 1965

[5] Davidianţ N. M., Vulf D. A., Liamin N. N. : *Probleme economice în construcţii de colectoare pentru instalaţiile subterane.* Gorodscoe hoziaistvo Moscova, nr. 11/1961

[6] Munzig M. : *Costrucţia unui canal colector în Suhl.* Bauzeitung, nr. 1/1964

[7] Bacutis V. E.: *Gorodskie podzemnie seti.* Moscova, Editura Ministerului Gospodăriei Comunale, 1960

[8] Radvai F. : *La pratique de pose de conduits de l'utilite publique dans les tunnels de services à Budapest.* Raport prezentat la al IV-lea Congres internaţional de urbanism subteran şi de tehnică de lucrări subterane. Varşovia, iunie 1965

[9] Eisemann O., Schünemann G., Geolin F., Geiger W. : *Posibilităţi de pozare a reţelei de conducte publice în canalele colectoare din R. D. Germană.* Bauzeitung, nr. 6 şi 8/1961

Elemente de beton simplu supuse la torsiune

Prof. ing. C. Avram, conf. dr. ing. I. Filimon, ing. L. Seleş, ing. R. Crişan
Membru corespondent al Academiei Republicii Socialiste România
Institutul politehnic Timişoara
INCERC – Timişoara

1. INTRODUCERE

Studiile efectuate de Secţia de cercetări INCERC Timişoara în colaborare cu Catedra de beton armat şi clădiri de la Institutul politehnic Timişoara au urmărit, între altele, şi stabilirea comportării elementelor prismatice drepte de beton simplu supuse la torsiune pură.

În cele ce urmează se prezintă unele aspecte teoretice şi experimentale ale acestei probleme.

2. TORSIUNEA BARELOR PRISMATICE DE BETON SIMPLU

2.1. Consideraţii privind plasticizarea parţială a betonului

Torsiunea barelor cilindrice şi prismatice drepte duce la stări de tensiune şi de deformaţie relativ simple care au putut fi exprimate în funcţie de componentele tensiunii ([3], [7], [11]), ajungîndu-se la formule de calcul bine definite.

Valoarea efortului unitar tangenţial maxim, considerînd bara în stadiul elastic, se dezvoltă pe mantaua cilindrului, în cazul barelor cu secţiune circulară, sau la mijlocul laturii mari a secţiunii dreptunghiulare, în cazul barelor prismatice (τ_A din fig. 1), şi are valoarea:

$$\tau_{\max} = \frac{M_t}{W_{te}}, \tag{1}$$

unde M_t este momentul de torsiune, iar W_{te} modulul de rezistenţă pentru torsiune în stadiul elastic.

În cazul plasticizării totale a secţiunii transversale a barelor solicitate la torsiune, eforturile unitare tangenţiale au o valoare constantă pe toată secţiunea (fig. 2). Forma suprafeţei care reprezintă funcţia de tensiuni în stadiul plastic poate fi reprezentată cu ajutorul unei grămezi de nisip (fig. 2) ([9], [11]).

Dacă pe o bucată de carton de forma secţiunii transversale a barei, menţinută în poziţie orizontală, se varsă nisip, se obţine o grămadă de nisip ale cărei taluzuri naturale dau imaginea suprafeţei determinate de funcţia de tensiuni şi care este echivalentă cu modulul de rezistenţă pentru torsiune în stadiul plastic W_{tp}.

Valoarea efortului unitar în stadiul plastic va fi dată de expresia:

$$\tau_{\max} = \frac{M_t}{W_{tp}}, \tag{2}$$

unde W_{tp} este modulul de rezistenţă pentru torsiune în stadiul plastic şi poate fi calculat cu ajutorul teoriei grămezii de nisip pentru orice formă a secţiunii transversale.

Pentru un calcul exact al elementelor de beton solicitate la torsiune trebuie să se ţină seamă de caracteristicile reale de deformaţie elastico-plastice ale betonului.

La sarcini statice de scurtă durată se poate considera că betonul se deformează elastic pînă la o anumită treaptă de încărcare, după care apar şi deformaţii plastice datorită microfisurării pietrei de ciment.

Microfisurile sînt orientate perpendicular pe direcţia deformaţiilor maxime de întindere, independent de natura solicitării; ele se dezvoltă pînă la ruperea propriu-zisă a elementului, care se produce casant prin smulgerea betonului.

Treapta de încărcare la care începe microfisurarea pietrei de ciment creşte o dată cu calitatea betonului. Betoanele de mărci inferioare au proprietăţi plastice pronunţate şi microfisurarea începe la trepte mici de încărcare, în timp ce betoanele de mărci ridicate se comportă aproape elastic pînă la rupere.

Rezultatele experimentale ([1], [2], [6], [10]), privind proprietăţile elastico-plastice ale betonului, corespund ideilor actuale referitoare la începutul microfisurării, concretizate în [8].

Conform acestor rezultate experimentale, betoanele de mărci superioare se comportă ideal elastic. Prin extrapolarea rezultatelor experimentale, s-a ajuns la concluzia că betoanele de rezistenţă cubică 1650 kgf/cm² [1], 1200 kgf/cm² [10], respectiv 2200 kgf/cm² [4] se comportă ideal elastic.

Diferenţa dintre aceste valori este destul de mare, însă fenomenul comportării elastico-plastice a betoanelor se manifestă în mod evident la încercările experimentale.

Pe baza încercărilor experimentale ([1], [4]) pentru betoanele de marcă inferioară, de ordinul 100 kgf/cm², se poate admite un coeficient de plasticitate $\lambda = \varepsilon_p/\varepsilon_t = 0{,}5$ (plasticizare totală).

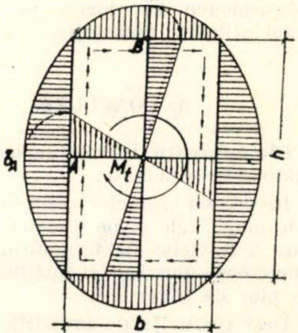


Fig. 1. Eforturile unitare la o secţiune dreptunghiulară solicitată la torsiune în stadiul elastic

Betoanele de marcă superioară, conform încercărilor experimentale ([1], [2]), cu rezistenţa de aproximativ 1600 kgf/cm², se comportă perfect elastic; coeficientul de plasticitate are valoarea $\lambda = 0$.

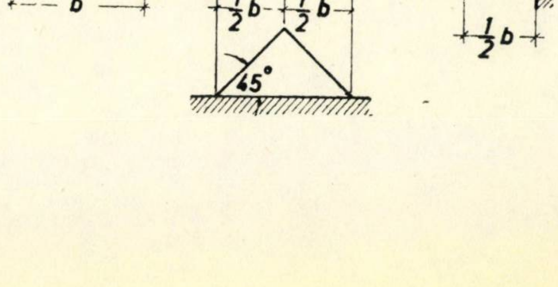
La un beton de marcă oarecare, plasticizarea se va produce parţial în funcţie de calitatea lui, iar coeficientul de plasticitate va varia între limitele $0{,}5 > \lambda > 0$.

Plasticizarea parţială a betonului este funcţie şi de dimensiunile secţiunii transversale a elementului. Pentru elementele solicitate la încovoiere s-au stabilit legi de variaţie a plasticizării parţiale a zonei întinse de beton, în funcţie de înălţimea h a secţiunii transversale a elementului, legi verificate experimental ([2], [6]). Pentru elementele solicitate la torsiune, plasticizarea se va produce, atît în funcţie de dimensiunile secţiunii transversale, cît şi în funcţie de raportul h/b.

2.2. Elemente cu secţiune dreptunghiulară. Stadiul elastic

În secţiune apar eforturi unitare tangenţiale τ, nule în centrul secţiunii şi la colţuri şi maxime pe contur la mijlocul laturilor secţiunii (fig. 1).

Fig. 2. Eforturile unitare la o secţiune dreptunghiulară solicitată la torsiune în stadiul plastic



În lungul fibrelor longitudinale, eforturile unitare tangenţiale sînt egale cu cele din secţiunea transversală, conform principiului dualităţii tensiunilor tangenţiale.

Eforturile unitare tangenţiale maxime se calculează cu formulele :

$$\tau_{\max} = \tau_A = \frac{M_t}{W_{te}}\ ; \quad \tau_B = k_1 \tau_A, \tag{3 a, b}$$

unde :

$$W_{te} = \frac{b^2 h^2}{3h + 1{,}8\,b} = kb^2h = \alpha_e\, b^3 \tag{4}$$

este modulul de rezistenţă la torsiune în stadiul elastic.

Tabela 1

Valorile coeficienţilor k şi α_e

h/b	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
k	0,208	0,238	0,257	0,269	0,278	0,290
α_e	0,208	0,358	0,514	0,672	0,834	1,160

Valorile lui k pot fi calculate cu formule exacte [7] sau cu formula aproximativă (tab. 1) :

$$k = \frac{1}{3 + 1{,}8\,\dfrac{b}{h}}, \tag{5}$$

iar

$$\alpha_e = k\,\frac{h}{b}. \tag{6}$$

Coeficienţii k, α_e au valorile date în tabela 1, funcţie de raportul h/b.

În plane paralele cu feţele laterale ale elementului iau naştere eforturi unitare principale de întindere şi compresiune :

$$\sigma_1 = +\,|\tau|\ ; \quad \sigma_2 = -\,|\tau| \tag{7 a, b}$$

dirijate la 45° faţă de axa elementului şi care sînt maxime pe feţele laterale în punctele A şi B.

Considerînd betonul perfect elastic (fig. 1), în momentul în care efortul unitar principal de întindere σ_1 ajunge la valoarea rezistenţei limită la întindere R_t se va produce fisurarea (ruperea) elementului. Pentru elemente din beton de marcă superioară, care se comportă practic perfect elastic, valoarea momentului de fisurare (rupere) ar fi :

$$M_{te} = W_{te}\, R_t. \tag{8}$$

2.3. Elemente cu secţiune dreptunghiulară. Stadiul plastic

Pentru betoane de mărci inferioare la care microfisurarea începe atunci cînd efortul unitar principal de întindere ajunge la valoarea $\sigma_1 = R_0' \cong 0{,}5\, R_t$, plasticizarea secţiunii se va produce intens. Pentru betonul de marcă B 100 se poate considera că plasticizarea se produce complet (fig. 2).

În stadiul de rupere (fisurare) se admite că întreaga secţiune este plasticizată, adică efortul unitar tangenţial τ este constant pe toată secţiunea şi egal cu R_t.

Modulul de rezistenţă la torsiune în stadiul plastic se poate determina pe baza teoriei „grămezii de nisip'' cu taluz 1/1 (fig. 2) :

$$W_{tp} = 2\,V = \frac{1}{6}\, b^2 h \left(3 - \frac{b}{h}\right) = \alpha_p\, b^3, \tag{9}$$

cu :

$$\alpha_p = \frac{h}{2\,b} - \frac{1}{6} \tag{9 a}$$

(modulul W_{tp} este egal cu dublul volumului V al grămezii de nisip).

În tabela 2 se dau valorile coeficientului α_p.

Tabela 2

Valorile α_p şi α_p/α_e

h/b	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0
α_p	0,333	0,583	0,833	1,083	1,333	1,833
α_p/α_e	1,60	1,63	1,62	1,61	1,59	1,58

Momentul de torsiune de rupere (fisurare) va avea valoarea :

$$M_{tp} = W_{tp}\, R_t. \tag{10}$$

Raportul momentelor de torsiune de rupere, calculate după teoria plastică şi după teoria elastică, este egal cu :

$$\frac{W_{tp}}{W_{te}} = \frac{\alpha_p}{\alpha_e} \tag{11}$$

şi are valorile date în tabela 2 pentru diferite valori ale raportului h/b ; valoarea medie a acestui raport este 1,63.

În cazul încovoierii simple [2] cu :

$$W_p = \frac{1}{3{,}5}\, bh^2 \quad \text{şi} \quad W_e = \frac{1}{6}\, bh^2$$

rezultă o valoare apropiată de 1,71.

2.4. Elemente cu secţiune dreptunghiulară. Plasticizare parţială

Momentul de torsiune de rupere (fisurare), calculat cu formula (10), este valabil pentru betoane de mărci inferioare (B 100) şi dimensiuni mici ale secţiunii transversale ($bh = 10 \times 10$ cm), cînd se produce plasticizarea totală a betonului la întindere.

Pentru mărci de beton mai ridicate şi pentru dimensiuni mai mari ale secţiunii transversale, valorile experimentale ale momentelor de rupere vor fi mai mici decît cele teoretice calculate cu formula (10), din cauza plasticizării parţiale a betonului întins ; diferenţele vor creşte o dată cu marca betonului şi cu dimensiunile secţiunii transversale a elementului.

În afară de cei doi parametri verificaţi experimental pe elemente încovoiate (calitatea betonului şi dimensiunile elementului [2]), ar fi logic ca plasticizarea parţială a elementelor supuse la torsiune să fie funcţie şi de raportul h/b.

Momentul de torsiune de rupere (fisurare) se poate calcula cu formula :

$$M_{tbf} = K_t\, W_{tp}\, R_t, \tag{12}$$

unde K_t este un coeficient de plasticizare parţială a betonului pentru solicitarea de torsiune pură.

Pentru stabilirea valorilor teoretice ale coeficientului de plasticizare K_t s-au avut în vedere aspectele teoretice şi rezultatele experimentale obţinute la elementele încovoiate ([2], [6]).

Astfel, în funcţie de marca betonului, s-a considerat că plasticizarea se produce complet la betoane de marcă inferioară (betoane B 100) şi nu se mai produce deloc pentru betoanele de marcă superioară (betoane B 1600). Se admite că valoarea lui K_t variază liniar între mărcile de beton B 100 şi B 1600 ([2], [6]).

Influenţa dimensiunilor probelor asupra plasticizării se poate exprima printr-o lege exponenţială de forma :

$$K_t = 1{,}5 - 0{,}9\,(1 - e^{-(0{,}07\,h - 0{,}7)}), \tag{13}$$

unde h este una din laturile secţiunii transversale a elementului.

Teoretic, valoarea lui K_t, funcţie de dimensiunea probei, ar trebui să varieze de la 1 (pentru dimensiuni mici, cînd se

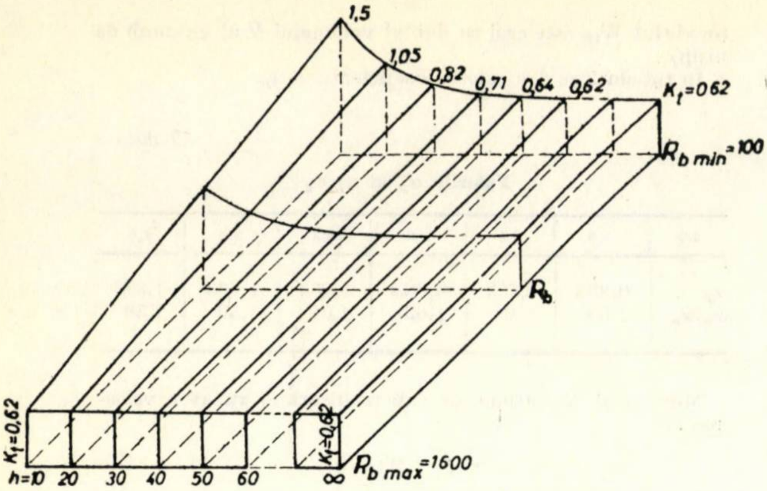


Fig. 3. Graficul de variaţie a valorilor coeficientului de plasticizare K_t

produce plasticizarea totală) pînă la o valoare limită minimă dată de raportul dintre valorile obţinute cu formulele (8) — (cazul comportării elastice) şi (10) — (cazul comportării plastice). După cum se poate constata, această valoare minimă este de aproximativ 0,62. Experimental s-a observat că în cazul secţiunilor transversale de dimensiuni mici, de ordinul 10 × 10 cm, valorile lui K_t — funcţie de dimensiunile laturilor — sînt supraunitare, ceea ce denotă că fenomenele plasticizării sînt mai complicate decît s-a presupus sau că valorile lui K_t (care în acest caz reprezintă un coeficient de scară) nu se pot explica exclusiv pe baza plasticizării.

De aceea s-a admis, pe baza rezultatelor experimentale, pentru K_t o valoare maximă de 1,5 la dimensiunile secţiunii transversale 10 × 10 cm, aşa cum rezultă din formula (13).

Valorile teoretice pentru K_t, funcţie de calitatea betonului şi de dimensiunile secţiunii transversale, se pot calcula cu ajutorul graficului din figura 3.

Pentru betoane de mărci folosite în mod curent, valorile coeficientului K_t sînt date în tabela 3, funcţie de cei doi parametri; aceste valori s-au calculat cu ajutorul formulei (13) pentru betonul B 100; pentru betoane cuprinse între B 100 şi B 1600 s-a admis o variaţie liniară în funcţie de marca betonului (cu $K_{t\,\min} = 0{,}62$).

Plasticizarea elementelor supuse la torsiune este, în acelaşi timp, funcţie şi de raportul laturilor h/b. Dacă o secţiune de formă pătrată cu dimensiunea h a secţiunii transversale are un anumit grad de plasticizare, atunci o secţiune de formă dreptunghiulară, cu înălţimea h şi lăţimea $b < h$, va avea un grad de plasticizare mai mare, deoarece aria secţiunii transversale este mai mică.

Pentru introducerea în calcule a raportului h/b se consideră o valoare medie a coeficientului K_t, luată din tabela 3, funcţie de mărimea laturii. Cu alte cuvinte, se consideră valabilă formula (13) o dată pentru latura h şi în al doilea rînd pentru latura b şi se face apoi media valorilor obţinute.

Tabela 3

Valorile coeficientului K_t

Marca betonului	Latura în cm						
	10	20	30	40	50	60	∞
B 100	1,50	1,05	0,82	0,71	0,64	0,62	0,62
B 200	1,45	1,02	0,80	0,70	0,64	0,62	0,62
B 300	1,39	0,99	0,79	0,70	0,64	0,62	0,62
B 400	1,33	0,96	0,78	0,69	0,63	0,62	0,62
B 500	1,27	0,93	0,77	0,69	0,63	0,62	0,62
B 600	1,21	0,90	0,76	0,68	0,63	0,62	0,62

După cum se poate constata din tabela 4, metoda propusă pentru calculul coeficientului K_t dă valori ale momentului de torsiune la rupere M_{tbf} mai apropiate de rezultatele experimentale decît alte formule de calcul.

3. LUCRĂRI EXPERIMENTALE

3.1. Metodologia de încercare

Pentru verificarea presupunerilor privind plasticizarea parţială a elementelor de beton simplu supuse la torsiune, s-a încercat un număr de 34 grinzi cu secţiune transversală pătrată, dreptunghiulară şi circulară, avînd lungimea de 200 cm. Rezistenţa la compresiune a betonului s-a verificat pe cuburi cu latura de 20 cm, iar rezistenţa la întindere pe prisme de 10 × 10 × 55 cm încercate la încovoiere. Valorile acestor caracteristici sînt date în tabela 4.

Deformaţiile specifice ale betonului s-au determinat prin măsurători de tensometrie electrică pe trei din cele patru feţe ale grinzilor. Traductori rezistivi s-au lipit sub formă de rozete formate din cîte patru traductori aşezaţi paralel şi perpendicular pe axa grinzii, cum şi pe două direcţii înclinate la 45° faţă de axa grinzii.

Unghiul de răsucire s-a măsurat cu un dispozitiv bazat pe principiul vaselor comunicante, cu o precizie de măsurare de ordinul 25×10^{-5} radiani.

Apariţia şi deschiderea fisurilor s-au urmărit pe trei din cele patru feţe ale grinzilor cu ajutorul lupelor micrometrice cu precizie de 1/100 mm.

Grinzile s-au încărcat în trepte stabilite în funcţie de sarcina teoretică de rupere, avînd valori apropiate de acelea recomandate de Comitetul European de Beton — CEB. Primele patru trepte de încărcare au reprezentat circa 60% din sarcina teoretică de rupere, următoarele trepte reprezentînd fiecare cîte 5% din sarcina teoretică de rupere.

3.2. Rezultate experimentale

Din încercarea celor 34 grinzi cu secţiunea pătrată, dreptunghiulară şi circulară, pe baza datelor experimentale cuprinse în tabela 4, se pot trage următoarele concluzii :

— Calculul în stadiul elastic, folosind formula (8), dă valori mai mici pentru momentul de torsiune de rupere (fisurare) M_{te} decît valorile experimentale M_f (fisurare), respectiv M_r (rupere).

— Calculul în stadiul plastic, cu ajutorul formulei (10), duce la valori mai mici ale momentului de torsiune de rupere (fisurare) M_{tp} decît valorile experimentale M_f, respectiv M_r în cazul elementelor cu dimensiuni mici ale secţiunilor transversale şi la valori mai mari în cazul elementelor cu dimensiuni mari ale secţiunilor transversale. Aceasta înseamnă că efectul de scară asupra plasticizării parţiale se face simţit în mod evident.

— Valorile teoretice ale coeficientului de plasticizare K_t din tabela 3 sînt apropiate de valorile K_t rezultate experimental, introducînd în calcul, într-o măsură acceptabilă, fenomenul de plasticizare în funcţie de calitatea betonului, dimensiunile secţiunii transversale şi raportul h/b. Valorile momentului de torsiune de rupere (fisurare) M_{tbf}, calculate după metoda propusă (formula 12), sînt mai apropiate de valorile reale decît în cazul celorlalte metode de calcul, prezentînd totuşi abateri destul de mari în plus şi în minus, datorită neomogenităţii betonului.

În tabela 4 sînt trecute şi rezultatele experimentale publicate în [5]. Aceste rezultate privind încercarea la torsiune a unor elemente de beton simplu confirmă considerentele teoretice făcute asupra valorilor coeficientului de plasticizare totală K_t, date în tabela 3.

Analizînd datele din tabela 4, se constată că valorile experimentale ale momentelor de torsiune de rupere M_r, la unele grinzi, sînt mai mari decît valorile momentelor de fisurare M_f ale aceloraşi elemente.

Din punct de vedere teoretic, ar fi fost de aşteptat ca în momentul apariţiei fisurilor elementul de beton simplu să se rupă (fiind vorba de un material casant).

În cursul experimentărilor s-a constatat însă că, după apariţia primelor fisuri ce s-au observat la mijlocul feţelor laterale ale grinzii, elementul a continuat să reziste încă 1...5 trepte de încărcare, ceea ce reprezintă 5%...20% din momentul de fisurare. Fenomenul a fost mai evident în cazul

Tabela 4

GRINDA	Secțiunea transversală (cm)	R_b (kgf/cm^2)	R_t (kgf/cm^2)	Moment experimental		Moment teoretic în stadiul elastic		Moment teoretic în stadiul plastic			Calcul propus		
				M_f (kgm)	M_r (kgm)	M_{te} form (8) (kgm)	$\frac{5-7}{5} \times 100$	M_{tp} form (10) (kgm)	$\frac{5-9}{5} \times 100$	K_t real $\frac{5}{9}$	K_t teoretic	M_{tbf} form (12) (kgm)	$\frac{5-13}{5} \times 100$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
A 64	10×10	400	25	104	–	52	+50	83,5	+19	1,25	1,33	111	– 7
A 65	10×10	480	28	152	–	58,3	+61	93	+38	1,63	1,28	119	+21
A 66	10×10	480	28	144	152	58,3	+59	93	+35	1,55	1,28	119	+17
B 64	10×20	400	25	256	–	123	+51	202	+21	1,27	1,15	233	+ 8
B 64	10×20	250	19	216	–	93,5	+56	153	+29	1,41	1,21	185	+14
B 65	10×20	480	28	256	–	137	+46	226	+11	1,13	1,13	256	– 8,5
B 66	10×20	480	28	236	256	137	+41	226	+ 4	1,04	1,13	256	– 8,5
C 64	10×30	400	25	376	–	191	+49	316	+16	1,19	1,05	334	+11
C 65	10×30	480	28	456	–	224	+50	372	+17	1,23	1,02	381	+10
C 66	10×30	480	28	415	456	224	+46	372	+10	1,12	1,02	381	+ 8
C 1	10×30	300	21	360	–	168	+53	278	+22	1,30	1,09	314	+12
D 64	20×20	400	25	656	–	418	+36	670	– 2	0,98	0,96	641	+ 2
D 65	20×20	480	28	776	–	467	+39	750	+ 3	1,03	0,94	705	+ 9
D 66	20×20	480	28	735	776	467	+36	750	– 2	0,98	0,94	705	+ 4
D 1	20×20	300	21	576	–	352	+38	562	+ 2	1,02	0,99	556	+ 3
D 2	20×20	350	23	560	610	383	+36	615	–10	0,91	0,97	595	– 6
E 64	20×30	400	25	976	–	693	+28	1 115	–15	0,88	0,87	1 000	– 3
E'64	20×30	250	19	976	–	527	+46	860	+11	1,14	0,90	745	+23
E 65	20×30	480	28	1 173	–	775	+34	1 255	– 7	0,93	0,85	1 070	+ 9
E 66	20×30	480	28	1 119	1 176	775	+30	1 255	–12	0,89	0,85	1 070	+ 3
E 1	20×30	380	25	880	960	692	+21	1 125	–28	0,78	0,87	980	–11
E 2	20×30	350	23	920	1 040	636	+44	1 035	–13	0,89	0,88	910	–11
F 64	20×40	400	25	1 616	–	990	+38	1 130	+30	1,43	0,83	1 350	–16
F'64	20×40	250	19	1 376	–	750	+45	1 230	+10	1,12	0,86	1 055	+23
F 65	20×40	480	28	1 376	–	1 100	+20	1 810	–32	0,76	0,81	1 460	– 6
F 66	20×40	480	28	1 295	1 376	1 100	+15	1 810	–40	0,72	0,81	1 460	–13
I 5	30×30	430	26	1 600	1 760	1 465	+ 8	2 340	–46	0,68	0,78	1 820	–14
I 6	30×30	380	25	1 440	1 600	1 400	+27	1 250	+13	1,15	0,78	1 800	–25
I 7	30×30	400	25	1 680	1 840	1 405	+16	2 550	–52	0,66	0,78	1 750	– 4
I 8	30×30	450	27	1 920	2 000	1 520	+20	2 430	–27	0,79	0,77	1 870	– 2
I 33	30×30	385	25	1 600	1 760	1 400	+12	2 250	–41	0,71	0,78	1 750	– 9
I 35	30×30	491	28	1 760	2 160	1 555	+11	2 450	–39	0,72	0,77	1 920	– 9
S 1	Secțiune circulară Ø 20	380	24	464	464	367	+21	502	– 8	0,93	0,96	482	– 4
S 2		350	23	420	420	362	+13	480	–14	0'88	0,97	475	–13
Încercări efectuate de ing. I. Făcăoaru [5]	10×20		25	235	–	124	+47	202	+14	1,16	1,15	232	+ 1
	10×30		25	360	–	197	+45	333	+ 7	1,08	1,05	350	+ 2
	10×40		25	450	–	278	+38	458	– 2	0,98	0,99	455	– 1
	20×20		25	668	–	417	+37	666	+ 0,2	1,00	0,96	640	+ 4
	20×30		25	1 165	–	720	+38	1 165	–	1,00	0,96	640	+ 4
	20×40		15	1 630	–	915	+39	1 620	+ 0,6	1,00	0,83	1 345	+19
	30×40		25	3 160	–	2 070	+35	3 340	– 6	0,94	0,74	2 475	+21
	40×40		25	4 600	–	3 340	+28	5 330	–16	0,86	0,69	3 680	+20

grinzii I 35, la care diferența dintre momentul de fisurare și momentul de rupere reprezintă 22,7 %.

Aceasta se datorește faptului că, între momentul de fisurare și cel de rupere, secțiunea activă solicitată la eforturi unitare apropiate de rezistența limită R_t poate să crească, astfel că, după fisurarea fibrelor corespunzătoare mijlocului fețelor laterale, mai există o rezervă suficientă de rezistență după diagonalele secțiunii transversale, unde eforturile unitare pot să crească și să tindă către valoarea limită R_t.

Acest lucru este scos în evidență cu mai multă claritate făcînd o comparație cu elementele de beton simplu cu secțiunea circulară, la care fenomenul în mod teoretic și practic nu se produce.

La aceste elemente s-a mai observat, de asemenea, că prima fisură apărută nu înseamnă totdeauna fisura de rupere, ceea ce denotă o distribuție neuniformă a deformațiilor cu o redistribuire a tensiunilor în beton.

4. CONCLUZII

Experimentările efectuate au confirmat că la elementele prismatice drepte de beton simplu, supuse la torsiune pură, se produce o plasticizare parțială, funcție de trei factori și anume :

— calitatea betonului ;

— dimensiunile secțiunii transversale ;

— raportul laturilor h/b.

Bibliografie

[1] Avram C. ș.a. : *Determinarea rezistențelor mecanice ale betonului pe probe cilindrice*, Buletin științific și tehnic al Institutului politehnic Timișoara, tomul 5 (19), fasc. 1–2, 1960.

[2] Avram C., Filimon I. : *Influența dimensiunilor probelor și a calității betonului asupra plasticizării parțiale a zonei întinse la elementele încovoiate din beton simplu*, Buletin științific și tehnic al Institutului politehnic Timișoara, tomul 7 (22), fasc. 2, 1962.

[3] Beleș A.A., Voinea R. P. : *Rezistența materialelor*, vol. II, București, Edit. tehnică, 1958.

[4] Berg O. I.: *Fiziceskie osnovi teorii procinosti betona i jelezobetona*, Moscva, Gosstroiizdat, 1961.

[5] Făcăoaru I. : *Torsiunea secțiunilor pline ale elementelor prismatice de beton și beton armat*, Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 10, 1962.

[6] Filimon I. : *Quelques aspects concernant le calcul à la fissuration des éléments fléchis en béton précontraint*, Revue C – Tijdschrift, III nr. 7, Gand, 1964.

[7] Filonenco-Borodici M. N.: *Teoria elasticității* (traducere din l. rusă). București, Edit. tehnică, 1952.

[8] L'Hermite R. : *Idées actuelles sur la technologie du béton*, La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, 1955.

[9] Nicolau V. : *Betonul armat*, București, Editura tehnică, 1962.

[10] Rüsch H., Viegerast G. : *Discussion of a paper by Sven Thaulow : Tensile Splitting Test and High Strength Concrete Test Cylinders.* Journal of the ACI, Detroit, vol. 29, nr. 6, dec. 1957.

[11] Sokolovski V. V.: *Teoria plasticității* (trad. din l. rusă). București, Ed. tehnică, 1953.

[12] * * *: *Referat de sinteză privind elementele din beton simplu și beton armat supuse la torsiune pură și la torsiune cu încovoiere.* Referat INCERC, Timișoara, 1965.

Comportarea în domeniul elastic-plastic a grinzilor continue cu goluri în inimă

Conf. ing. C. Dalban, ing. E. Chesaru, ing. Rodica Popescu, ing. N. Mosora, ing. N. Ghiță
Institutul de construcții București **Uz. Tractorul-Brașov** **IPL-București**

I. ELEMENTE GENERALE

În ultima vreme, peste hotare și la noi în țară, au fost folosite pe scară largă elemente de construcții metalice cu goluri în inimă, executate din profile duble T, tăiate în zig-zag și resudate (fig. 1 a). Aceste elemente au căpătat diferite denumiri împrumutate din literatura tehnică străină *), fiind denumite grinzi expandate, grinzi evidate sau grinzi ajurate. Peste hotare au fost realizate atît grinzi cît și cadre ; la acestea din urmă, nodurile au fost alcătuite cu secțiune plină din tablă (fig. 1 b).

La noi în țară au fost folosite astfel de elemente la structura de rezistență a pereților de hale, la grinzile platformelor și la panele de acoperiș.

Panele de acoperiș au fost alcătuite în general ca grinzi continue. Continuitatea panelor pe reazem s-a realizat cu ajutorul unor plăcuțe de continuitate (fig. 2).

Existența golurilor în grinzi duce la unele perturbări în starea de eforturi, ceea ce face să nu mai fie aplicabilă întrutotul teoria simplă a încovoierii grinzilor cu secțiunea plină. De altfel, acest fapt este semnalat de o serie de autori.

În general, majoritatea autorilor preconizează ca pentru determinarea eforturilor în jurul golului, grinda să fie considerată ca o grindă Vierendeel, cu montanți foarte rigizi și cu tălpi flexibile. În acest caz, admițînd pentru tălpi puncte de inflexiune la mijlocul golului și forța tăietoare repartizată egal între cele două tălpi, rezultă o metodă simplificată de calcul.

În tălpi apare un efort axial N, provenit din încovoierea generală a grinzii, iar la extremitățile golului apar în plus și momente încovoietoare de semn contrar M (fig. 3).

Valorile eforturilor sînt :

$$N = \frac{M_x}{h_o} \tag{1}$$

$$M = \frac{Ta}{4} \tag{2}$$

$$\sigma = \frac{N}{A_o} \pm \frac{M}{I_o} y \tag{3}$$

în care M_x și T sînt momentul încovoietor și forța tăietoare în secțiunea din mijlocul golului, iar A_o și I_o, suprafața și momentul de inerție al tălpii față de axa proprie. În afară de acestea, în tălpi, mai apare și o forță tăietoare, care produce eforturi unitare tangențiale :

$$\tau = \frac{TS_o}{2\,I_o t}.$$

Eforturile τ, în cazurile obișnuite, au valori mici și pot fi neglijate.

Datorită nesimetriei secțiunii, care plasează axa neutră la o distanță 0,2—0,25 h, apare o concentrare accentuată a eforturilor unitare la marginea golului, în special acolo unde eforturile din momentul încovoietor local M sînt de același

---

*) În limba engleză se numesc castellated beams, în limba franceză poutres ajourées, iar în limba germană Wabenträger.

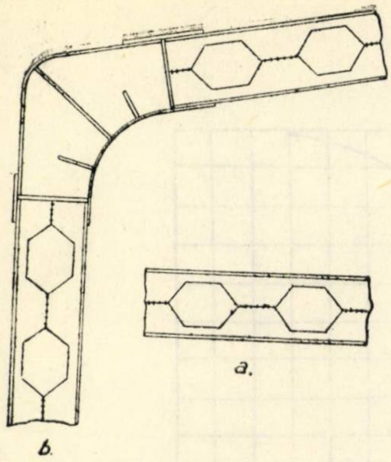


Fig. 1. Grinzi şi cadre realizate din elemente cu goluri în inimă
a) grinzi ; b) cadre

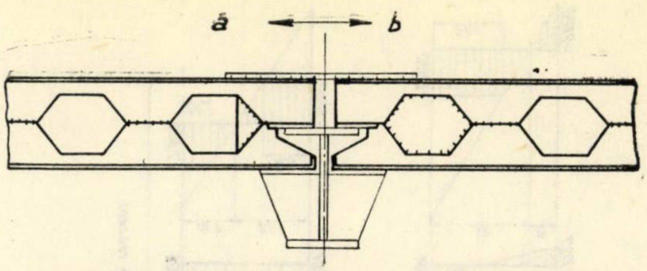
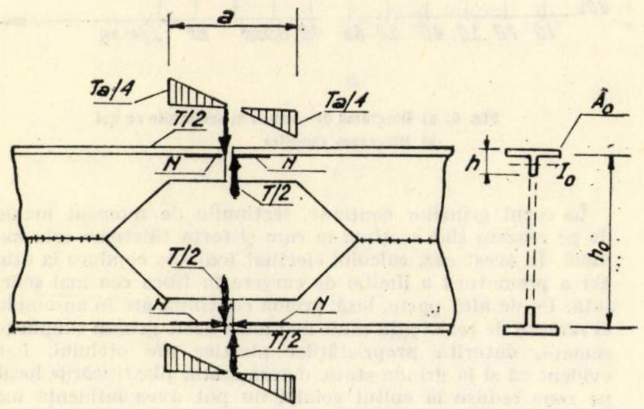


Fig. 2. Detaliu de continuitate a grinzilor cu goluri în inimă, realizate în ţară
a) primul gol umplut parţial ; b) primul gol umplut total

Fig. 3. Solicitările care apar în secţiunea cu gol


a
Ta/4
T/2
Ta/4
H
H
T/2
T/2
H
T/2
h
A₀
I₀
h₀

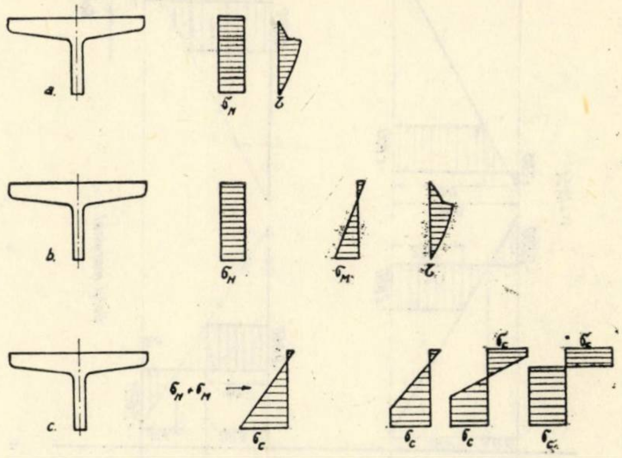
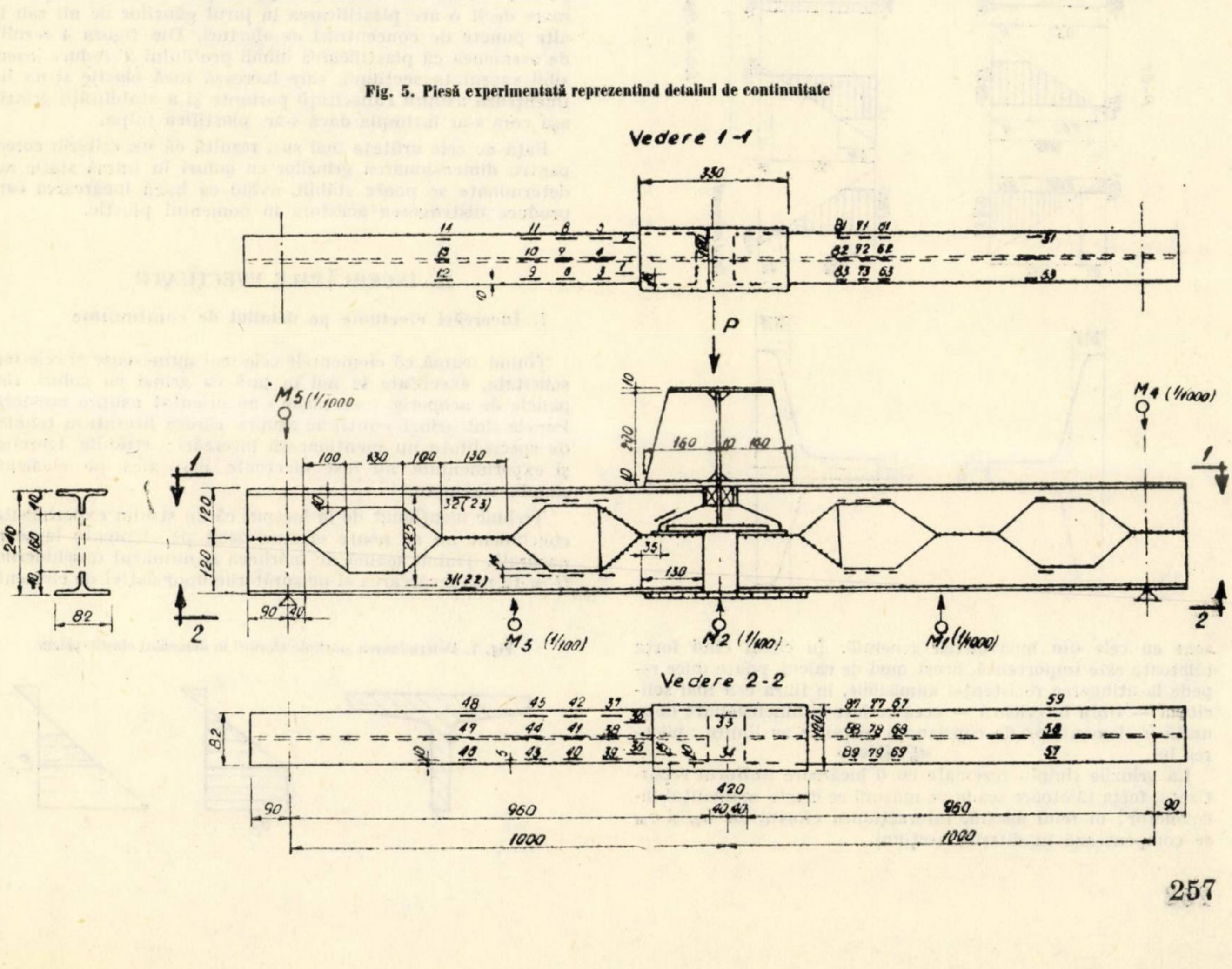
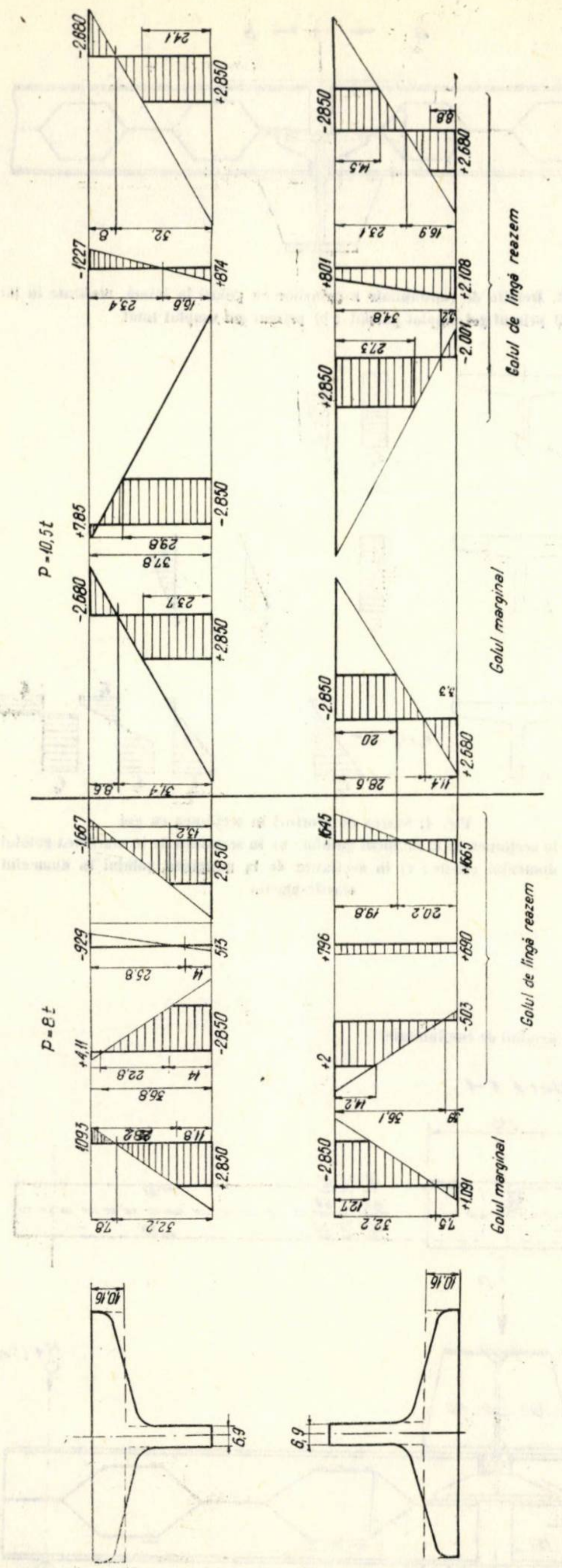

a.
σH
σ
b.
σH
σH
σc
c.
σc + σH
σc
σc
σc
σc
σc
σc

Fig. 4. Starea de eforturi în secţiunea cu gol
a) în secţiunea de la mijlocul golului ; b) în secţiunea de la marginea golului în domeniul elastic ; c) în secţiunea de la marginea golului în domeniul elastic-plastic

Fig. 5. Piesă experimentată reprezentînd detaliul de continuitate


Vedere 1-1
350
P
M5 (1/1000)
M4 (1/1000)
1
1
2
2
100
130
100
130
160
10
160
32(23)
31(22)
35
130
90
40
82
M5 (1/100)
M2 (1/100)
M1 (1/1000)
Vedere 2-2
420
40 40
90
960
960
90
1000
1000



sens cu cele din încovoierea generală. În cazul cînd forţa tăietoare este importantă, acest mod de calcul poate duce repede la atingerea rezistenţei admisibile, în fibra cea mai solicitată — fibra interioară — ceea ce într-o dimensionare obişnuită a elementelor de construcţii metalice ar limita aplicarea lui.

La grinzile simplu rezemate cu o încărcare uniform repartizată, forţa tăietoare scade pe măsură ce creşte momentul încovoietor ; în felul acesta, interacţiunea eforturilor σ_N şi σ_M se compensează în diferite secţiuni.

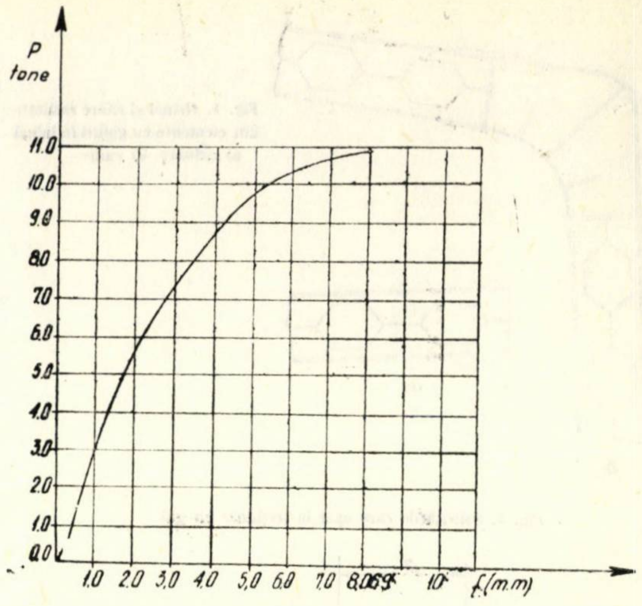


Fig. 6. a) Diagrama de eforturi în secţiunile cu gol
b) Diagrama săgeţilor

În cazul grinzilor continue, secţiunile de moment maxim de pe reazem sînt secţiuni în care şi forţa tăietoare este maximă. În acest caz, calculul efectuat mai sus conduce la atingerea prematură a limitei de curgere în fibra cea mai solicitată. Pe de altă parte, însă, grinda continuă are în ansamblul ei rezerve de rezistenţă mult mai mari decît grinda simplu rezemată, datorită proprietăţilor plastice ale oţelului. Este evident că şi la grinda static determinată, plastificările locale pe zone reduse la colţul golului nu pot avea influenţă mai mare decît o are plastificarea în jurul găurilor de nit sau în alte puncte de concentrări de eforturi. Din figura 4 rezultă de asemenea că plastificarea inimii profilului T reduce insensibil suprafaţa secţiunii, care lucrează încă elastic şi nu influenţează asupra capacităţii portante şi a stabilităţii grinzii, aşa cum s-ar întîmpla dacă s-ar plastifica talpa.

Faţă de cele arătate mai sus, rezultă că un criteriu corect pentru dimensionarea grinzilor cu goluri în inimă static nedeterminate se poate stabili, avînd ca bază încărcarea care produce distrugerea acestora în domeniul plastic.

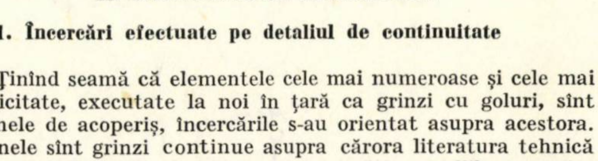
II. ÎNCERCĂRILE EFECTUATE

1. Încercări efectuate pe detaliul de continuitate

Ţinînd seamă că elementele cele mai numeroase şi cele mai solicitate, executate la noi în ţară ca grinzi cu goluri, sînt panele de acoperiş, încercările s-au orientat asupra acestora. Panele sînt grinzi continue asupra cărora literatura tehnică de specialitate nu menţionează încercări ; studiile teoretice şi experimentale au fost efectuate mai ales pe elemente simplu rezemate.

Trebuie menţionat de la început că un studiu experimental concludent nu se poate efectua decît pe elemente la scară naturală. Ţinînd seamă de mărimea şi numărul deschiderilor (l = 12 m), încărcarea şi măsurătorile unor astfel de elemente

Fig. 7. Determinarea stării de eforturi în domeniul elastic-plastic



devin probleme greu de soluţionat. Pentru simplificarea lucrărilor experimentale a fost adoptată o grindă cu două deschideri de 12,00 m, realizată dintr-un profil I 20.

O grindă cu mai multe deschideri are rezerve plastice mai mari decît grinda cu două deschideri. Concluziile trase asupra capacităţii portante a grinzii simplu static nedeterminate devin astfel acoperitoare pentru sisteme cu un grad de nedeterminare superior.

Pentru a se elucida unele probleme, legate de formarea articulaţiei plastice în zona reazemului central, a fost executat în prealabil un element de 2 m deschidere dintr-un profil I 18, care reproduce reazemul central al grinzii continue (fig. 5). Raportul între forţa tăietoare şi momentul încovoietor al grinzii este altul decît la grinda continuă cu două deschideri de 12 m. Pentru a atenua acest efect, grinda a avut raportul între lungimea golului faţă de înălţimea grinzii mai mic decît la grinda realizată la scară naturală, astfel încît raportul între efortul axial N şi momentul încovoietor $M = \frac{Ta}{4}$ să fie de acelaşi ordin de mărime în ambele cazuri.

Încercarea elementului de 2 m deschidere a fost efectuată la o presă (fig. 5). Pe grindă au fost lipite traductoare electrice rezistive, în secţiunile cele mai caracteristice, aşa cum se arată în figura 5.

Pe inimă s-au lipit traductoare electrice rezistive pe fiecare parte, iar pe tălpi, în axul grinzii şi la marginea tălpilor. În felul acesta eforturile rezultă ca o medie şi se elimină efectele suplimentare datorită eventualelor excentricităţi. Măsurarea săgeţilor s-a efectuat cu microcomparatoare. Pentru a împiedica fenomenul de răsturnare pe reazeme, semnalat de alţi cercetători, grinda a fost fixată în mod corespunzător de suporţii ei.

Pentru a se determina caracteristicile mecanice ale profilului, au fost extrase epruvete din talpă şi din inima profilului în zona tăierii cu flacăra. Oţelul prezintă un palier de curgere distinct, dar limita de curgere este mai mare în zona inimii, datorită fenomenelor metalurgice.

Încercările pe epruvete au dus la obţinerea următoarelor valori:

— în talpă $\sigma_c = 2680$ kgf/cm^2; $\sigma_r = 4080$ kgf/cm^2; $\delta_5 = 31{,}5\%$;

— în inimă $\sigma_c = 2850$ kgf/cm^2; $\sigma_r = 4500$ kgf/cm^2; $\delta_5 = 27{,}5\%$.

Rezultatele încercărilor în domeniul elastic-plastic sînt arătate în figura 6. Din aceasta rezultă clar influenţa forţei tăietoare asupra eforturilor în secţiuni. Astfel, în secţiunea de la colţul golului, eforturile schimbă de semn, ceea ce arată influenţa eforturilor provenite din momentele locale produse de forţa tăietoare. În secţiunile pline, eforturile cresc proporţional cu încărcarea. Eforturile în axa golului sînt de asemenea proporţionale cu încărcarea. Acelaşi fenomen se produce şi în plăcuţa de continuitate.

Limita de curgere este atinsă destul de repede, în special în colţul golului.

Determinarea eforturilor în domeniul elastic-plastic s-a efectuat în modul următor: tensometrele măsurînd deformaţiile specifice şi admiţînd, conform teoriei încovoierii în domeniul elastic-plastic, că secţiunile rămîn plane în timpul deformaţiilor, starea de eforturi în secţiune se poate determina ţinînd seamă de limitele corespunzătoare de curgere la fibra exterioară şi la fibra interioară (fig. 7).

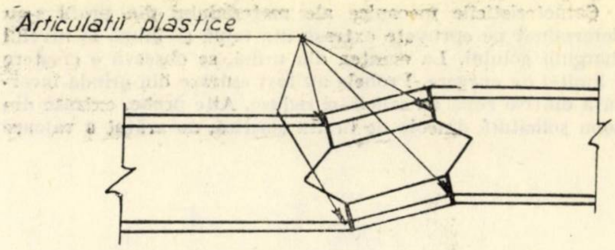


Fig. 8. Formarea articulaţiei plastice în secţiunea cu gol

Din rezultatele experimentale obţinute, apare clar că în domeniul plastic distrugerea secţiunii are loc prin plastificarea colţurilor golului. Se produce rotirea acestor secţiuni cu o deformaţie importantă, în cursul căreia dreptunghiul înscris în gol ia o formă de paralelogram. Făcînd o analogie cu fenomenul care se produce la nivelul elementului infinit mic, această deformaţie este caracteristică acţiunii forţei tăietoare.

Deformaţia elementului permite să se stabilească o noţiune nouă, caracteristică grinzilor cu goluri în inimă, şi anume articulaţia plastică a grinzilor de acest tip, la care rotirea secţiunii în domeniul plastic se produce prin deformaţia celor două tălpi. Articulaţia plastică astfel formată este capabilă de a prelua momentul încovoietor general al grinzii (fig. 8).

Examinînd creşterea săgeţii elementului în funcţie de pătrunderea plastificării în secţiune, rezultă că săgeata este insensibil influenţată de plastificarea incipientă a secţiunii.

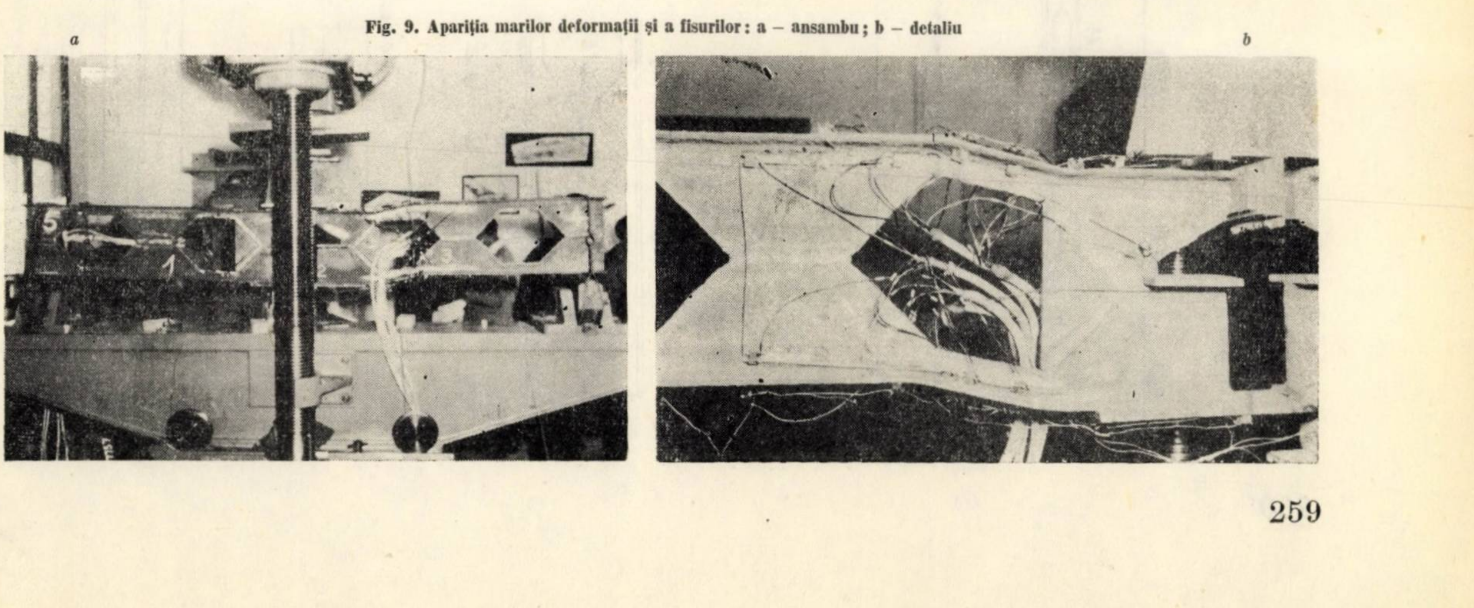
Din comportarea elementului în domeniul elastic-plastic, rezultă de asemenea că deformaţiile efective pot fi destul de mari înainte de distrugerea propriu-zisă a elementului şi permit retransmiterea eforturilor în alte secţiuni.

În ultima fază de deformaţie, au apărut la colţuri fisuri amorsate de crestăturile datorate tăierii cu flacăra şi sudurilor.

2. Încercarea grinzilor pe două deschideri de 12 m

S-a executat o grindă continuă pe două deschideri de 12 m dintr-un profil I 20 decupat şi resudat la dimensiunile din figura 10, corespunzînd unor pane executate la o hală metalică existentă. Hala a fost acoperită cu tablă ondulată, sudată de pane, peste care s-a aşezat o izolaţie termică dintr-un beton uşor şi o izolaţie hidrofugă bituminoasă; panta învelitorii este 8%. Pentru a asigura la experimentare condiţii apropiate de cele reale, alături de grinda încercată, s-a prevăzut o grindă dintr-un profil I care a servit ca element de legătură. Tabla ondulată s-a fixat prin puncte de sudură de cele două grinzi metalice, realizîndu-se astfel o şaibă care asigură stabilitatea generală a elementului încercat. Reazemul central a fost realizat continuu, conform detaliilor din proiect, iar reazemele marginale simplu rezemate.

Fig. 9. Apariţia marilor deformaţii şi a fisurilor: a – ansambu; b – detaliu


a

b

Caracteristicile mecanice ale materialului din profil s-au determinat pe epruvete extrase din talpă și inimă la nivelul marginii golului. La acestea din urmă, se observă o creștere a limitei de curgere. Probele au fost extrase din grinda încercată dintr-o zonă cu solicitări reduse. Alte probe, extrase din zona solicitată dincolo de limita elastică, au arătat o valoare mai mare a limitei de curgere ($\sigma_c = 31-32$ kgf/mm^2) și lipsa palierului de curgere.

Valorile caracteristicilor mecanice admise pentru calculele efectuate au fost:

— în talpă $\sigma_c = 2550$ kgf/cm^2; $\sigma_r = 4230$ kgf/cm^2; $\delta_5 = 30\,\%$;

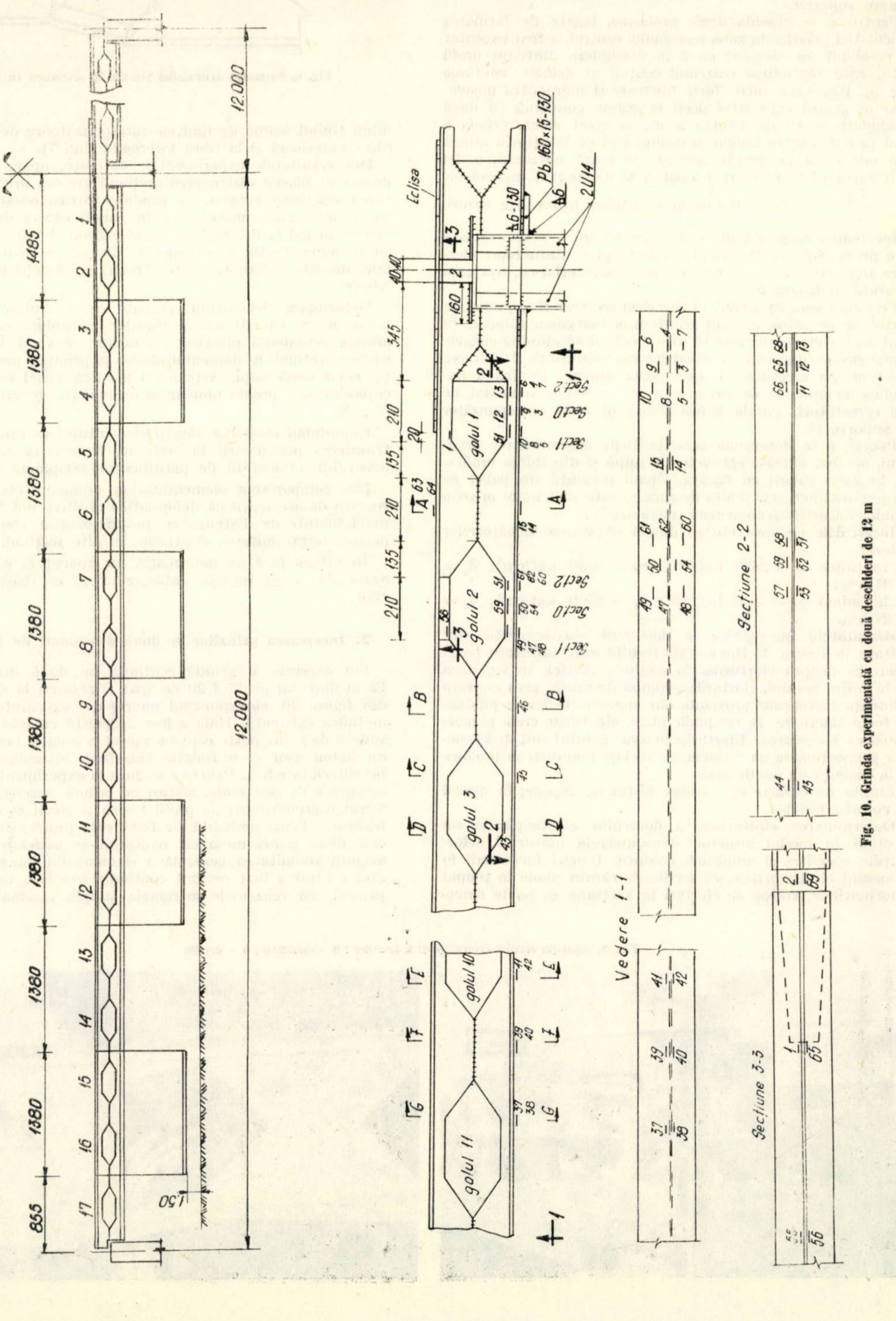

12.000
12.000
1485
1380
1380
1380
1380
1380
1380
1380
855
345
210
135
135
210
Eclisa
Pb.160×15-130
2L114
golul 1
golul 2
golul 3
golul 10
golul 11
Vedere 1-1
Secțiune 2-2
Secțiune 5-5
Secț. 1
Secț. 2
A
B
C
D
E
F
G
130

Fig. 10. Grinda experimentală cu două deschideri de 12 m

— în inimă $\sigma_c = 2650$ kgf/cm²; $\sigma_r = 4200$ kgf/cm²; $\delta_5 = 34,2\%$.

Pentru a asigura o încărcare bine controlată pe fiecare deschidere a grinzii s-au prevăzut cîte patru platforme de încărcare, suspendate în opt puncte. Un dispozitiv simplu cu elemente din oţel rotund a asigurat transmiterea centrică la noduri a încărcărilor sub formă de forţe concentrate. Încărcarea platformelor s-a realizat cu ţagle din fontă, cîntărite şi etalonate (fig. 11).

Măsurarea eforturilor s-a efectuat cu ajutorul tensometrelor electrice, dispuse conform figurii 10, în jurul golurilor din apropierea reazemului central şi la golurile din mijlocul deschiderii, în zona momentului maxim pozitiv. Concomitent cu citirile deformaţiilor specifice au fost măsurate şi săgeţile grinzii în secţiunile arătate în figura 16.

Încărcările s-au efectuat în treptele arătate în tabela 1. Încărcările sînt determinate pentru fiecare din cele opt puncte de pe deschidere. Pentru aceste încărcări s-au măsurat săgeţile şi deformaţiile specifice pe tensometre. La ultima încărcare ($P = 850$ kg), citirile tensometrice au fost parţiale.

Grinda a fost lăsată încărcată timp de 48 ore, după care s-a mai făcut o citire a săgeţii în secţiunea de moment maxim pozitiv. S-a constatat că între timp săgeata a crescut cu 5 mm. După alte trei zile s-a mai efectuat o încărcare cu o sarcină uniform repartizată pe lungimea grinzii de 110 kgf/m, cu ajutorul ţaglelor de fontă, după care s-a măsurat săgeata în aceeaşi secţiune. Săgeata a fost măsurată din nou şi după descărcarea panelor, rezultînd o deformaţie permanentă de 54 mm. După scoaterea platformelor, desfacerea continuităţii şi demontare, grinzile fiind aşezate pe sol, s-a măsurat din nou săgeata permanentă care a fost de 42 mm în deschiderea 1 şi de 48 mm în deschiderea 2.

Din examinarea grinzii descărcate a rezultat o deformare vizibilă a golului al doilea de lîngă reazem, la care dreptunghiul înscris s-a transformat într-un paralelogram; deplasarea pe verticală a fost de circa 6 mm pe lungimea de 210 mm a golului. La primul gol nu s-a observat o deformaţie vizibilă.

Rezultatele obţinute experimental au fost comparate cu cele deduse din calcul.

Momentele din cîmp şi de pe reazem s-au calculat pentru starea de încărcare efectivă, în funcţie de forţa P de pe fiecare fir, rezultînd diagrama din figura 12. Întrucît a fost necesar să se urmărească şi solicitările în domeniul plastic, s-a ţinut seamă că citirile de eforturi au început după ce grinda era încărcată cu platforme. De aceea eforturile unitare, provenind din greutatea proprie a grinzii, acţionînd pe elementul simplu rezemat, şi din greutatea tablei ondulate şi a platformelor ($P = 0,06$ tf), au fost adăugate atît la eforturile măsurate cît şi la cele calculate.

Ţinînd seamă că din tăiere a rezultat o înălţime variabilă a elementului T (46—50 mm), s-a admis ca înălţime medie de calcul $h = 48$ mm.

Deoarece tensometrele au avut o anumită lungime şi lăţime (15 × 10 mm) şi ţinînd seamă de modul cum au fost lipite, rezultatele experimentale au fost considerate în centrul de greutate al rezistenţei electrice; această corecţie a apărut necesară, ţinînd seamă de faptul că, pe distanţe relativ mici, eforturile unitare, provenind din încovoierea locală, variază foarte mult. S-a ales drept schemă medie pentru citirile tensometrice cea arătată în figura 13.

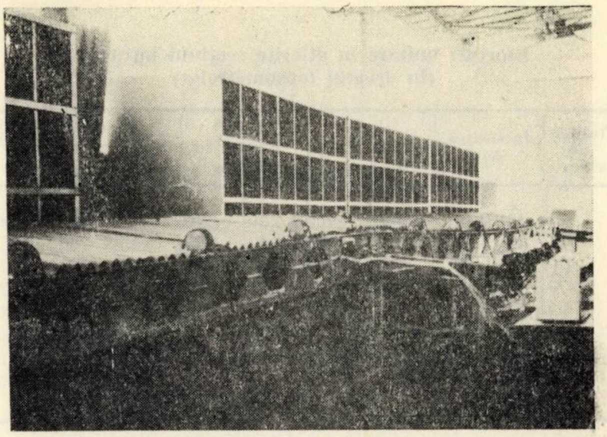


Fig. 11. Ansamblul grinzii continue cu două deschideri de 12 m, la ultima treaptă de încărcare

Eforturile teoretice s-au dedus în secţiunile pline prin teoria simplă a încovoierii, iar în secţiunile cu gol, ţinînd seamă de influenţa forţei tăietoare, cu formulele (1) (2) şi (3). În domeniul elastic-plastic au fost folosite relaţiile (4—9) de la punctul III.

Săgeţile au fost determinate, considerînd grinda ca un element cu moment de inerţie constant, calculat în secţiunea cu gol.

Elementele geometrice folosite în calcul sînt cele arătate în figura 14.

Din compararea rezultatelor teoretice cu cele experimentale a rezultat:

1. În secţiunile pline există o bună concordanţă între rezultatele teoretice şi cele experimentale, atît în secţiunile din cîmp, cît şi în cele din zona reazemului. În plăcuţa de continuitate, eforturile sînt mai mici decît cele teoretice, datorită faptului că a fost sudată şi plăcuţa de rezemare care transmite reacţiunea grinzii şi aceasta a contribuit la preluarea momentului de pe reazem (fig. 15 şi tabela 1).
2. În secţiunile din deschidere, unde forţa tăietoare este foarte mică, efectul acesteia nu se resimte asupra eforturilor. Astfel, în secţiunea plină şi în secţiunile adiacente cu goluri, eforturile unitare sînt practic aceleaşi (tab. 2).
3. În secţiunile cu goluri de pe reazem, unde forţa tăietoare are valori mai mari, eforturile suplimentare produse sînt importante. În domeniul elastic există o bună concordanţă între eforturile calculate cu formulele (1), (2) şi (3) şi cele experimentale, stabilite pentru golurile 2 şi 3 de lîngă reazem. Pentru golul 1, în domeniul elastic, influenţa forţei tăietoare este mult mai redusă, prezentînd practic o micşorare cu 35 — 40%, faţă de cea calculată, admiţînd şi distribuţia egală între cele două tălpi. Aceasta s-ar putea explica în parte şi prin faptul că golul este consolidat aproape pe toată lungimea lui de plăcuţa de continuitate, precum şi prin modul de deformare a acestor grinzi, astfel că, aşa cum indică unii autori, ar apărea o reducere a efectului forţei tăietoare în zona continuităţii de pe reazeme.

Tabela 1

Eforturi unitare şi momente în diferite secţiuni

Treaptă de încărcare	Încărcarea (kgf)	Plăcuţa de continuitate de pe reazem			Secţiunea A—A			Secţiunea B—B			Secţiunea din cîmp $F-F$		
		σ_{exp}	M_{exp}	M_{calc}	σ_{exp}	M_{exp}	M_{calc}	σ_{exp}	M_{exp}	M_{calc}	σ_{exp}	M_{exp}	M_{calc}
II	250+60	711	3,53	3,88	762	2,863	2,493	302	1,132	1,562	740	2,78	2,69
III	300+60	814	4,03	4,51	910	3,413	3,123	402	1,507	1,837	845	3,16	3,046
IV	400+60	1 035	5,13	5,75	1 200	4,493	4,013	517	1,937	2,397	1 045	3,90	3,78
V	450+60	1 150	5,70	6,40	1 350	5,103	4,463	585	2,197	2,677	1 165	4,35	4,15
VI	550+60	1 290	6,40	7,65	1 660	6,233	5,353	703	2,637	3,237	1 380	5,15	4,88
VII	650+60	1 290	6,40	8,90	2 100	7,883	6,253	1 035	3,877	3,797	1 305	4,88	5,58
VIII	750+60	1 715	8,50	10,15	2 380	8,913	7,143	1 200	4,497	4,357	1 445	5,40	6,30

M — în tfm
σ — în kgf/cm²

Tabela 2

Eforturi unitare în diferite secțiuni kgf/cm²
(în dreptul tensometrelor)

Treaptă de încărcare	Încărcarea (kgf)	C–C		D–D		E–E	G–G	F–F
		σ_{exp}	σ_{calc}	σ_{exp}	σ_{calc}	σ_{exp}	σ_{exp}	σ_{exp}
II	250+60	535	683	1 220	1 396	760	685	740
III	300+60	630	802	1 440	1 628	845	760	845
IV	400+60	810	1 030	1 680	2 056	1 045	970	1 045
V	450+60	935	1 146	2 080	2 080	1 160	1 075	1 165
VI	550+60	1 155	1 374	2 350	$> \sigma_c$	1 455	1 015	1 380
VII	650+60	1 700	1 606	1 960	$> \sigma_c$	1 285	1 180	1 305
VIII	750+60	2 060	1 837	2 580	$> \sigma_c$	1 435	1 345	1 445
IX	850+60	—	—	—	—	—	—	1 695

Secțiunile din mijlocul golului arată o bună concordanță, efortul axial N, calculat cu formula (1), fiind de același ordin de mărime cu cel determinat, multiplicînd secțiunea profilului T cu efortul unitar, măsurat în dreptul centrului de greutate al secțiunii. Variația pe înălțime a acestui efort se poate datora atît efectului de încovoiere generală, cît și faptului că punctul de inflexiune ar putea practic să fie deplasat față de centrul de greutate al tensometrelor (tab. 3).

4. Datorită nesimetriei secțiunii T, eforturile cresc repede la marginea golului, producîndu-se pătrunderea plastificării în inima acestui profil. Plastificarea începe de la încărcarea 4 în golul 2 și pătrunde mai departe în secțiune, pe măsură ce cresc încărcările. Plastificarea pătrunde în final și în talpa profilului T. În golul 1 plastificarea secțiunilor apare la o încărcare mai mare, în golul 3, eforturile unitare maxime în talpă rămîn pînă în final în domeniul elastic.

În domeniul elastic-plastic există în linii mari o concordanță între eforturile măsurate și cele determinate cu ajutorul formulelor (4—9). În secțiunile centrale, solicitate elastic, concordanța este mai bună. Unele diferențe apar la eforturile de la colțul golurilor. Se observă în special o creștere a momentului încovoietor în colțul golului dinspre reazemul central al grinzii și o scădere în partea opusă, ceea ce ar echivala cu o deplasare a punctului de inflexiune.

Diferența între eforturile calculate și cele experimentale se datorește diferitelor cauze, printre care putem cita : aproximațiile făcute privind forma secțiunii T, la care talpa are fețe paralele, influența pe care o are dimensiunea redusă a elementului T și pe care eforturile variază de la compresiune la întindere, față de dimensiunea tensometrului folosit, diferite influențe legate în special de ridicarea limitei de curgere, în zona influențată de tăierea cu flacără etc.

5. Articulația plastică din zona momentelor negative ale grinzii s-a format în golul 2, unde eforturile efective, datorite influenței forței tăietoare, au crescut mai repede, fiind apropiate de cele teoretice. În golul 1 s-au produs doar unele plastificări parțiale. Fenomenul este pus în evidență și de deformațiile constatate pe grinda încercată, la care apare acest tip caracteristic de formare a articulației plastice, prin plastificarea colțurilor și transformarea formei dreptunghiulare a golului în paralelogram.

Tabela 3

Eforturi experimentale și eforturi de calcul N la mijlocul golului (în tone)

Treaptă de încărcare	Încărcări P (kgf)	Golul 2		Golul 1	
		Experimentale	Calculate	Experimentale	Calculate
III	300+60	11,53	12,8	9,30	8,90
IV	400+60	14,40	16,6	10,90	11,60
V	450+60	16,10	18,4	12,10	12,80
VI	550+60	20,7	22,0	13,80	15,00
VII	650+60	26,1	25,6	18,10	17,90
VIII	750+60	27,0	29,3	20,30	20,40

6. Formarea articulației plastice în secțiunea golului 2 nu a influențat sensibil asupra comportării generale elastice a grinzii. În secțiunea de moment maxim din cîmp, eforturile rămîn în domeniul elastic. Săgeata grinzii crește proporțional cu încărcarea. O creștere ceva mai accentuată se manifestă în ultima parte a încercării cînd creșterea săgeții este influențată de plastificarea golului al doilea de lîngă reazemul central. Secțiunea centrală a golului rămînînd elastică și eforturile crescînd proporțional cu încărcarea, rezultă că secțiunile plastificate parțial sînt capabile să preia un moment încovoietor suficient pentru a asigura continuitatea.

7. Plastificarea inimii profilului T nu constituie un pericol, deoarece scoate din lucru o zonă foarte redusă din secțiune. Sînt de luat în considerație plastificările tălpilor care pot scoate din lucru o secțiune mai mare.

8. Deformațiile care se produc în secțiunile plastificate sînt compatibile cu cele care pot asigura retransmiterea momentelor la secțiunea din cîmp. Nu au apărut fisuri în stadiul de încărcare efectuat.

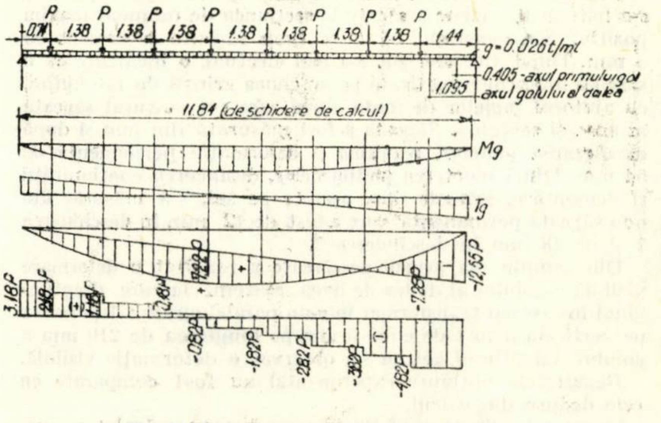


Fig. 12. Diagrama de momente și forțe tăietoare

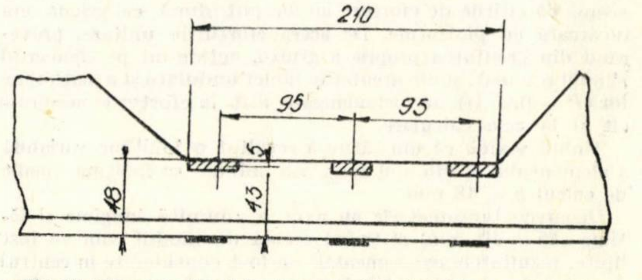
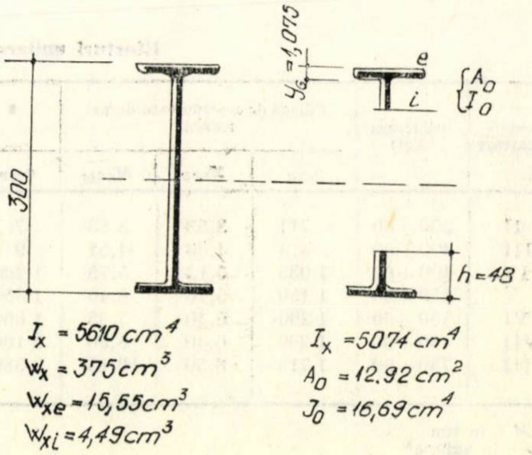


Fig. 13. Schema pentru determinarea poziției eforturilor experimentale

Fig. 14. Elementele secțiunii profilului cu goluri în inimă



9. Pătrunderea plastificării în secţiunea elementului T la gol este similară cu cea care s-a produs la grinda încercată în laborator.

10. Săgeata grinzii în domeniul elastic este cu cîteva procente mai mare decît cea calculată, considerînd momentul de inerţie constant din secţiunea slăbită, ceea ce este în concordanţă cu rezultatele obţinute de unii cercetători, la încercări efectuate pe grinzi simplu rezemate.

III. DETERMINAREA RELAŢIEI DINTRE SOLICITĂRI ŞI EFORTURI UNITARE ÎN DOMENIUL ELASTIC-PLASTIC PENTRU PROFILELE T

Se admite simplificator că secţiunea T are talpa cu feţe paralele (fig. 17). Secţiunea este solicitată de o forţă axială N şi de un moment $M = \frac{Ta}{4} = N \cdot e$; cu notaţiile din figura 17 se pot scrie două ecuaţii de echilibru, una de proiecţie şi una de moment :

$$N = A_o\sigma_c - \frac{1}{2}\sigma_c \frac{h-\xi}{\eta}(h-\xi)\,b + \frac{\sigma_c}{2}\frac{(h-\xi)}{\eta}(h_i-\xi)(b-t_i);$$

$$N(e+y_G) = A_o\sigma_c y_G - \frac{1}{2}\sigma_c\frac{(h-\xi)^2}{\eta}\,b\,\frac{h-\xi}{3} + \frac{\sigma_c}{2}\frac{(h-\xi)^2}{\eta}(b-t_i)\left(\frac{h_i-\xi}{3}+t\right),$$

care se pot pune sub forma

$$(A_o\sigma_c - P)\eta = \frac{1}{2}\sigma_c[(h-\xi)^2 b - (h_i-\xi)^2\ (b-t_i)]; \quad (4)$$

$$[A_o\sigma_c y_G - P(e+y_G)]\eta = \frac{1}{6}\sigma_c\,[(h-\xi)^3 b - (h_i-\xi)^2(h_i-\xi+3t)(b-t_i)]. \quad (5)$$

Din aceste relaţii se pot deduce ξ şi η, atunci cînd se cunosc N şi M sau se pot deduce N şi $M = N \cdot e$, cînd diagrama de eforturi unitare este dată.

Relaţiile deduse sînt valabile atîta vreme cît valoarea $\sigma_c < \sigma_c'$ (s-a considerat că valoarea limitei de curgere σ_c' la talpă poate fi diferită de σ_c la inimă, iar plastificarea nu pătrunde şi în talpă).

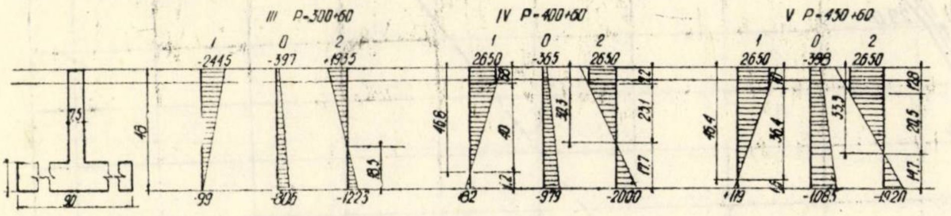

III P-300+60
1
0
2
-2445
-397
+1935
7,5
48
90
18,5
-99
-305
-1223
IV P-400+60
1
0
2
2650
-365
2650
46,8
40
32,3
23,1
17,7
2,2
1,2
-82
-979
-2000
V P-450+60
1
0
2
2650
-398
2650
46,4
36,4
33,3
12,8
20,5
14,7
+119
-1085
-1920

Fig. 15 a. Diagrama de eforturi în golul 2

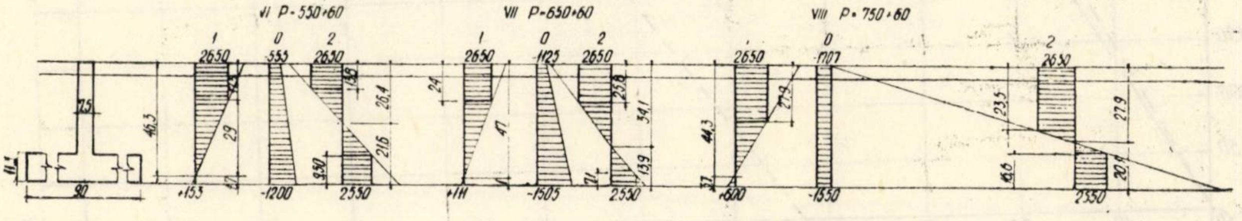
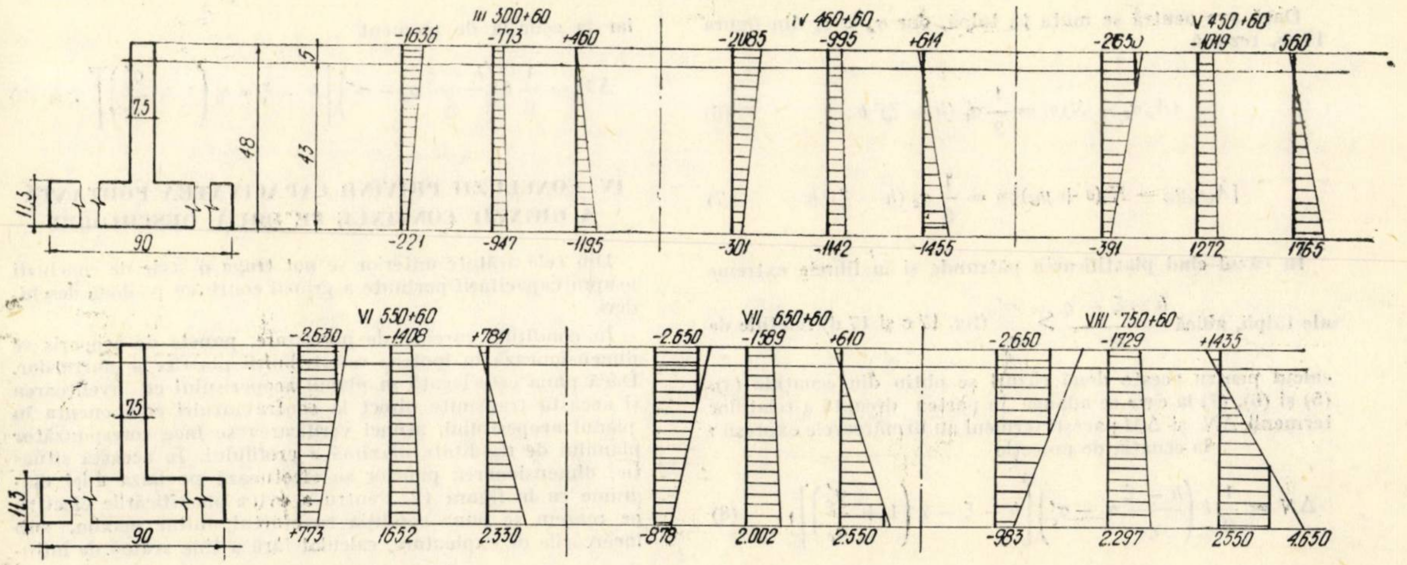

VI P-550+60
1
0
2
2650
-553
2650
7,5
46,3
29
11,4
90
13,8
26,4
21,6
9,30
+153
-1200
2550
VII P-650+60
1
0
2
2650
-1125
2650
24
47
25,8
34,1
13,9
+111
-1505
2550
VIII P-750+60
0
2
2650
-1707
2650
44,3
27,9
23,5
27,9
16,0
20,9
+600
-1550
2550

Fig. 15 b. Diagrama de eforturi în golul 1
III—VIII treptele de încărcare (kgf)


III 300+60
-1636
-773
+460
5
7,5
48
43
11,3
90
-221
-947
-1195
IV 460+60
-2085
-995
+614
-301
-1142
-1455
V 450+60
-2650
-1019
560
-391
1272
1765
VI 550+60
-2.650
-1408
+784
7,5
11,3
90
+773
1652
2.330
VII 650+60
-2.650
-1589
+610
-878
2.002
2.550
VIII 750+60
-2.650
-1729
+1435
-983
2.297
2550
4.650

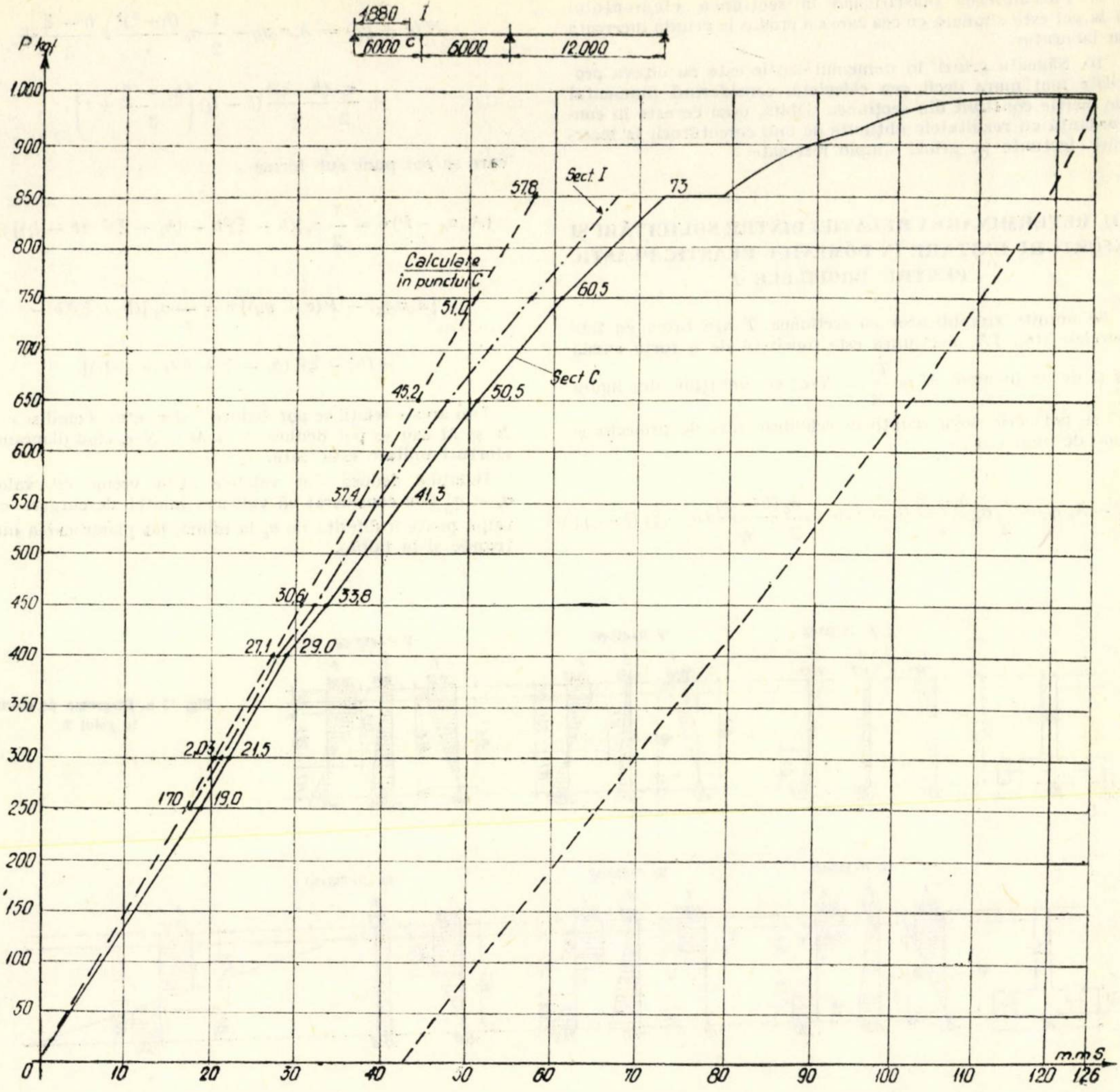


Fig. 16. Săgeţile grinzii în diferite secţiuni (măsurate şi calculate pentru încărcarea cu ţagle pe platformă)

Dacă axa neutră se mută în talpă, dar $\sigma_e < \sigma_c$ din figura 17 b, rezultă

$$(A_0\sigma_c - N)\,\eta = \frac{1}{2}\,\sigma_c\,(h-\xi)^2\, b\,; \qquad (6)$$

$$[A_0\sigma_c y_G - N\,(e + y_G)]\,\eta = \frac{1}{6}\,\sigma_c\,(h-\xi)^3\, b. \qquad (7)$$

În cazul cînd plastificarea pătrunde şi în fibrele extreme ale tălpii, adică $\frac{h-\xi-\eta}{\eta} > \frac{\sigma'_c}{\sigma_c}$ (fig. 17 c şi 17 d) relaţiile de calcul pentru aceste două cazuri se obţin din ecuaţiile (4), (5) şi (6), (7) la care se adaugă în partea dreaptă a relaţiilor termenii ΔN şi ΔM; aceşti termeni au următoarele expresii:

la ecuaţia de proecţie

$$\Delta N = \frac{1}{2}\, b\left(\frac{h-\xi}{\eta}\,\sigma_c - \sigma'_c\right)\left[h - \xi - \eta\left(1 + \frac{\sigma'_c}{\sigma_c}\right)\right], \qquad (8)$$

iar la ecuaţia de moment

$$\Delta M = \frac{1}{6}\, b\left(\frac{h-\xi}{\eta}\,\sigma_c - \sigma'_c\right)\left[h - \xi - \eta\left(1 + \frac{\sigma'_c}{\sigma_c}\right)\right]^2. \qquad (9)$$

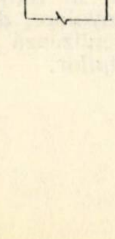
IV. CONCLUZII PRIVIND CAPACITATEA PORTANTĂ A GRINZII CONTINUE PE DOUĂ DESCHIDERI

Din cele arătate anterior se pot trage o serie de concluzii asupra capacităţii portante a grinzii continue pe două deschideri.

În condiţiile curente de proiectare, panele de acoperiş se dimensionează în ipoteza redistribuirii plastice a eforturilor. Dacă pana este legată în planul acoperişului cu învelitoarea şi aceasta transmite direct la contravînturi componenta în planul acoperişului, atunci verificarea se face corespunzător planului de rigiditate maximă a profilului. În această situaţie, dimensionarea panelor se efectuează pe baza unei diagrame ca în figura 12. Pentru a evita plastificările efective pe reazem se pune condiţia ca efortul unitar maxim, sub încărcările de exploatare, calculat fără a ţine seamă de influ-

Tabela 4

Eforturi experimentale şi de calcul în secţiunile de la colţurile golului N în tf, M în tf/cm

 Treaptă de încărcare	Încărcare Pkg	Golul 2										Golul 1									
		Secţiunea 1				Secţiunea 2				ΣM		Secţiunea 1				Secţiunea 2				ΣM	
		Experimental		Calculate		Experimental		Calculate		Expe-rim.	Calculate	Experimental		Calculate		Experimental		Calculate		Expe-rim.	Calculate
		N	M	N	M	N	M	N	M			N	M	N	M	N	M	N	M		
III	300+60	8,30	8,10	8,90	8,80	7,00	10,90	8,90	8,80	19,00	17,60	7,00	4,95	12,80	8,80	11,0	8,80	12,80	8,8	10,8	17,60
IV	400+60	7,7	11,10	11,60	11,20	9,7	17,85	11,60	11,20	29,30	22,40	9,00	6,23	16,60	11,20	14,0	7,25	16,60	11,2	13,50	22,40
V	450+60	8,4	11,2	12,80	12,30	8,0	19,4	12,80	12,30	30,60	24,60	12,5	8,20	18,40	12,30	15,7	7,90	18,40	12,30	16,15	24,40
VI	550+60	9,7	11,75	15,50	14,60	11,2	16,27	15,50	14,61	28,02	29,2	16,60	8,40	22,0	14,50	21,20	10,8	22,0	14,50	19,25	29,00

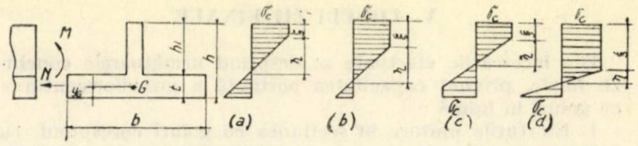


Fig. 17. Elemente pentru calculul secţiunii T în domeniul elastic-plastic a,b,c,d — diferite cazuri de pătrundere a plastificării

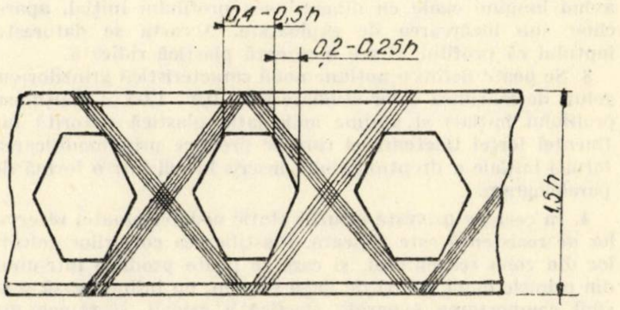


Fig. 18. Tipul raţional pentru elemente cu goluri în inimă (h = înălţimea profilului iniţial)

enţa forţei tăietoare, să rămînă sub limita elastică (în practică $\sigma_{ef} \cong 1\,900$ kgf/cm²). În felul acesta se utilizează o parte din rezerva de rezistenţă plastică, grinda lucrînd în realitate în domeniul elastic. În aceste condiţii, momentul de dimensionare pe reazem este $M = 342 \times 1\,900 = 6\,430$ kgfm, care corespunde unei încărcări concentrate $P = 510$ kgf şi un moment în cîmp $M = 3\,680$ kgfm. În încercarea efectuată, aceste solicitări corespund treptei a 5-a de încărcare.

La această treaptă de încărcare săgeata maximă calculată este 3,06 cm, iar cea măsurată este 3,38 cm, inferioară săgeţii admisibile $f_{adm} = \frac{1}{250} = 4{,}08$ cm. La golul al doilea de lîngă reazem se atinge limita de curgere în fibrele extreme a două din colţuri. În tălpi, eforturile unitare maxime rămîn în jurul a 2 000 kgf/cm², deci în jurul limitei elastice.

Considerînd încărcarea limită egală cu încărcarea de exploatare, majorată cu coeficientul de siguranţă $c = 1{,}58$, folosit în construcţiile metalice, rezultă

$$P_{lim} = 1{,}58\ P_{expl} = 1{,}58 \times 510 = 810\ \text{kgf}.$$

Această încărcare corespunde treptei a 8-a din etapele de încărcare experimentale. La această treaptă, săgeata măsurată este de 6 cm adică $f = \frac{1}{200} = 1{,}25\ f_{adm}$. După această încărcare, săgeata creşte în continuare aproape elastic pînă la treapta $P = 850 + 60 = 1{,}78\ P_{expl}$. Se vede deci că, practic, comportarea generală elastică nu a fost afectată de plastificările apărute în colţurile golului 2, deşi la treapta $P = 810$ kgf plastificarea a pătruns în fibrele extreme a trei colţuri. Comportarea elastică se datoreşte rezervei plastice a secţiunii *T*. Acest fapt este pus în evidenţă, atît de creşterea uniformă a deformaţiei grinzii, cît şi a eforturilor unitare în secţiunea din mijlocul deschiderii. Creşterea elastică a eforturilor a continuat pînă la treapta a noua de încărcare ($P = 1{,}78\ P_{expl} = 850 + 60$ kgf). În această situaţie, eforturile unitare în secţiunea centrală depăşesc cu 13% rezistenţa admisibilă, iar eforturile din plăcuţa de continuitate rezultă mai mari cu 19% decît rezistenţa admisibilă.

Deformaţii mai mari, căpătînd un caracter elastic-plastic, s-au produs la o încărcare $P = 1\,000 + 60$ kgf, respectiv $P = 2{,}1\ P_{expl}$. La această încărcare grinda a avut o săgeată permanentă de circa 5 cm.

V. CONCLUZII FINALE

Din încercările efectuate se desprind următoarele concluzii finale, privind capacitatea portantă a grinzilor continue cu goluri în inimă :

1. Eforturile unitare în secţiunea cu goluri corespund, cu o bună aproximaţie, cu cele rezultate din ipoteza că forţa tăietoare este preluată egal de cele două tălpi acţionînd la mijlocul golului, unde se formează un punct de inflexiune, şi produce momente de sens contrar la extremităţile golului.

2. Starea limită a secţiunii nu este influenţată de plastificarea parţială a inimii profilului *T*, care la grinzile cu goluri, avînd lungimi egale cu dimensiunea profilului iniţial, apare chiar sub încărcarea de exploatare. Aceasta se datoreşte faptului că profilul *T* are o rezervă plastică ridicată.

3. Se poate defini o noţiune nouă caracteristică grinzilor cu goluri de mărimea celor studiate ($a = 0{,}7-1{,}05 \times$ înălţimea profilului iniţial) şi anume articulaţia plastică datorită influenţei forţei tăietoare şi care se produce prin modificarea formei iniţiale a dreptunghiului înscris în gol într-o formă de paralelogram.

4. În ceea ce priveşte grinzile static nedeterminate, rezerva lor de rezistenţă este ridicată. Plastificarea colţurilor golurilor din zona reazemului, şi care se poate produce într-unul din primele două goluri de lîngă reazem, nu influenţează sensibil comportarea generală elastică a grinzii, secţiunea din mijlocul deschiderii păstrîndu-şi comportarea elastică pînă la încărcări superioare încărcărilor limită teoretice. Este de aşteptat ca rezerva plastică a grinzilor pe mai multe deschideri să fie superioară celei pe două deschideri.

5. Este posibil de a spori şi mai mult capacitatea portantă a grinzii peste această limită pe următoarele căi :

— La grinzile de tipul studiat, cu lungimea golului egală cu înălţimea profilului iniţial, închizînd, prin sudarea unor table, două din golurile de lîngă reazem.

— Creînd alte grinzi la care lungimea golului să fie mai mică ($a = 0{,}4 - 0{,}5 \times$ înălţimea profilului iniţial); încercarea unor astfel de grinzi static nedeterminate şi studiul formării articulaţiilor plastice în zona reazemului sînt programate să se efectueze în acest an la Institutul de construcţii. Trebuie menţionat cà la astfel de grinzi se poate imagina că se formează un sistem de zăbrele încrucişate, transformînd grinda cu goluri într-o grindă cu zăbrele şi reducînd astfel sensibil momentele suplimentre la colţurile golului (fig. 18).

6. Ţinînd seamă că plastificarea parţială a inimii elementului *T* nu este periculoasă, rezultă că o metodă de calcul, care apare indicată pentru proiectarea grinzilor continue, constă în a limita efortul unitar în talpă şi nu în inimă. În acest caz, verificarea se face la fibra exterioară, iar efortul rezultat, determinat cu formula (3), nu trebuie să depăşească rezistenţa admisibilă; din diagramele de eforturi din figura 15 rezultă că aceasta se produce întotdeauna în secţiunea dinspre reazem. Metoda de calcul este acoperitoare şi pentru eventualele suprasolicitări, datorită deplasării punctului de inflexiune, eventualele sporuri de eforturi nedepăşind pe cele maxime admise pentru reazemul grinzii ($\sigma = 1\,900$ kgf/cm^2).

Ţinînd seamă că pentru elementele obişnuite va trebui să contăm pe o limită de curgere $\sigma_c = 2\,400$ kgf/cm^2, pot apărea situaţii în care efortul în fibra exterioară să fie determinat în cazul unei plastificări parţiale a inimii. În acest caz, se pot aplica formulele (4—9).

Încercările preliminare pe elementele de 2,00 m deschidere au fost efectuate în cadrul planului de cercetare ştiinţifică a Catedrei de construcţii metalice industriale a Institutului de construcţii-Bucureşti cu colaborarea Centrului de cercetări.

Încercarea grinzii continue cu două deschideri de 12,00 m a fost efectuată la Uzina „Tractorul”-Braşov cu concursul conducerii şi personalului tehnic al uzinei. Măsurătorile tensometrice pe această grindă au fost efectuate de Catedra de mecanică şi rezistenţa materialelor a Institutului politehnic din Braşov. Coordonarea acestor lucrări de încercare, prelucrarea şi interpretarea datelor experimentale au fost efectuate în colaborare de autori.

Bibliografie

[1] Gibson J. E., Jenkins W. M. : *An investigation on the stresses and deflexions in castellated beams*, The Structural Engineer nr. 12—1957

[2] Kolosovski J. : *Stresses and deflexions in castellated beams*, The Structural Engineer nr. 1—1964.

[3] Brodka J., Lubinski M. : *Lekkie Konstrukcje stalowe*, Arkady Budownictwo Sztuka Arhcitektura Warszawa, 1961.

[4] Faltus Fr. : *Prvky ocelovych konstrukci III vydani*. Nakladatclstoi Ceskoslovenska Akademie ved, 1962, Praga.

[5] Mateescu Dan : *Calculul şi încercarea experimentală a grinzilor metalice ajurate*, Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, nr. 3, 1966.

Îmbinările în noduri la schelete de beton armat executate din elemente prefabricate

Prof. dr. ing. Paul Mlosch
Universitatea Tehnică Dresda
Catedra pentru Construcţii şi Statica Construcţiilor

Prefabricarea în construcţii prezintă avantaje însemnate, dar îi sînt inerente şi unele deficienţe, ca de exemplu :

— rigiditatea unei construcţii prefabricate este mai redusă în raport cu cea a unei construcţii monolite;

— îmbinările necesare asigurării rigidităţii structurii sînt uneori foarte complicate şi impun un consum ridicat de materiale;

— pentru executarea sistemelor de cadre cu noduri rigide este necesar să se execute lucrări de sudură pe şantier.

În comparaţie cu construcţiile-parter, la clădirile multietajate prefabricate se utilizează un număr mai mare de elemente de acelaşi tip, a căror greutate este considerabil redusă, datorită deschiderilor mai mici şi, ca atare, se pot folosi utilaje de ridicare mai simple. La aceste construcţii trece însă pe primul plan problema îmbinărilor, care sînt în număr foarte mare, impunîndu-se deseori legarea mai multor elemente într-un nod şi — dacă nu se poate asigura rigidizarea prin şaibe — realizarea unor îmbinări rigide la încovoiere. Vom da cîteva exemple de îmbinări între stîlpi şi fundaţie, îmbinări de stîlpi, îmbinări între stîlpi şi rigle, care necesită un volum redus de lucrări pe şantier. Ne vom referi, atît la legături rigide la încovoiere, cît şi la legături articulate.

1. ÎMBINARE STÎLPI-FUNDAŢIE

Legătura cu fundaţia se execută, în majoritatea cazurilor, ca îmbinare rigidă la încovoiere, deoarece rigidizarea unui sistem static se realizează în condiţii mai bune prin încastrarea stîlpilor.

1.1. Îmbinare rigidă la încovoiere

Îmbinarea cea mai simplă este încastrarea prin fundații-pahar (fig. 1).

Pentru obținerea unei centrări corecte, stîlpii se așează pe un soclu de beton armat. Un calibru dispus pe fundul paharului facilitează mult centrarea, urmînd a fi reglată numai poziția stîlpului pe verticală, cu ajutorul penelor. Prin această împănare stîlpul este susținut repede pentru continuarea operației de montaj. Spațiul liber între stîlp și peretele fundației-pahar va fi umplut cu beton cu contracție redusă, avînd o rezistență corespunzătoare betonului din fundație.

În comparație cu alte îmbinări, aceasta prezintă cea mai redusă sensibilitate la abaterile dimensionale. Totuși consumul de material este foarte mare, deoarece momentele de încastrare trebuie preluate atît de stîlp, cît și de peretele fundației-pahar.

De aceea, la stîlpi cu dimensiuni mai mari, se preferă îmbinările sudate (fig. 2).

În zona de rezemare pe fundație se reduce secțiunea stîlpului, iar mustățile armăturilor se leagă între ele prin sudură cu eclise sau cu baie.

Se poate utiliza și o îmbinare de tip „fișă și priză", care se va prezenta însă mai detaliat în capitolul referitor la îmbinări pentru stîlpi.

1.2. Îmbinări articulate

Soluția cea mai simplă o constituie tot o fundație-pahar de adîncime foarte redusă (fig. 3), betonată ulterior. Centrarea poate fi executată cu un dorn fixat în fundație și cu un strat de mortar de nivelare, dar și cu plăcuțe de oțel, prinse în betonul fundației și al stîlpilor.

Se poate folosi și îmbinarea cu pahar inversat, care nu necesită cofrări la montaj (fig. 4). După fixarea stîlpului, se umple golul paharului din piciorul stîlpului, prin turnare sau injectare, printr-un orificiu special.

2. ÎMBINĂRILE DINTRE STÎLPI

Pentru îmbinările dintre stîlpi s-au utilizat pînă în prezent numeroase soluții. În afară de îmbinările armăturilor prin suprapunere (executate uneori și ca îmbinări cu buclă), se recurge deseori la sudarea armăturilor prin procedeul sudării cu baie.

Îmbinarea cu plăci de oțel nu este recomandabilă, datorită sensibilității față de toleranțele de montaj și consumului ridicat de oțel.

În ultimul timp am realizat două tipuri de îmbinări care s-au aplicat cu rezultate bune și în practică.

2.1. Îmbinare cu cep de beton armat

Îmbinarea se realizează prin introducerea unui cep puternic armat, scos din elementul superior, în locașul-pahar amenajat în elementul inferior (fig. 5).

Pentru montaj, stîlpul este poziționat cu pene dispuse în rost pe conturul locașului. Stîlpul nu necesită asigurare specială la montaj. Rostul orizontal se umple cu mortar cu întărire rapidă, iar spațiile care rămîn libere între cep și locașul-pahar sînt injectate ulterior cu mortar de calitate superioară, folosind tehnologia de injectare a canalelor pentru elemente de beton precomprimat.

Acest tip de îmbinare poate fi utilizat în mod limitat ca îmbinare rigidă la încovoiere (fig. 5), dacă în rostul de îmbinare apar eforturi reduse de întindere, iar stabilitatea laterală a construcției nu este asigurată numai de efectul de cadru al structurii.

Dacă lungimea cepului este redusă, îmbinarea se consideră o îmbinare articulată.

La dimensionarea în secțiunea de calcul din rostul de îmbinare se ia în considerare numai armătura cepului, în schimb se admite că întreaga secțiune a îmbinării lucrează la compresiune centrică sau din încovoiere.

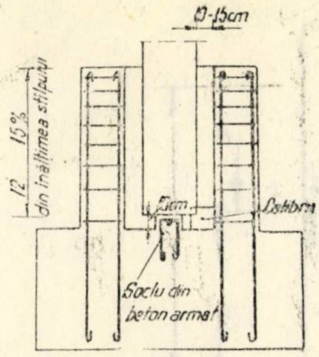


Fig. 1

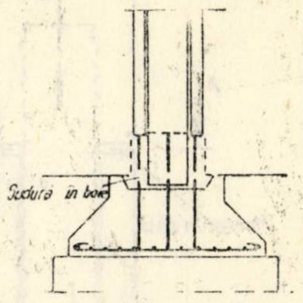


Fig. 2

Dispoziția armăturilor și dimensiunile minime sînt prezentate în figura 5. Lățimea stîlpilor va fi de minimum 400 mm. Suprafețele laterale ale cepului și locașului-pahar sînt îmbrăcate de la turnare cu tablă profilată pentru a asigura o rezistență satisfăcătoare la forfecare în îmbinare.

2.2. Îmbinarea tip „fișă și priză"

La acest tip de îmbinare rigidă la încovoiere (fig. 6), mustățile armăturii longitudinale din oțel cu profil periodic, scoase din stîlpul superior, sînt introduse la montaj în locașuri profilate și ușor conice, prevăzute în stîlpul inferior, în același mod în care se introduc fișele în priză pentru realizarea unei legături electrice. În locașuri se toarnă mortar, avînd consistența unei paste, în cantitate suficientă pentru ca locașurile să fie complet umplute după introducerea mustăților stîlpului superior. Același mortar se utilizează pentru umplerea rostului orizontal.

După îmbinare, stîlpul va fi susținut cu sprijiniri de montaj, cel puțin 24 de ore.

Rezistența cerută la compresiune a mortarului va fi de 350 kgf/cm^2 la 24 de ore și 600 kgf/cm^2 la 28 de zile. Mortarul se prepară cu adaos de Cl_2Ca în proporție limitată, spre a se evita o acțiune corodantă ulterioară a mortarului asupra armăturilor. Pentru armătură se va utiliza oțel-beton cu profil periodic ST/A III (echivalent cu PC 60). Lungimea mustăților armăturilor este 20 d și se vor dispune astfel încît să se reducă cît mai puțin înălțimea utilă a secțiunii stîlpului în îmbinare. Locașurile se execută cu un bolț filetat (fig. 6 b), care se extrage din beton prin deșurubare, după turnare.

Montajul trebuie efectuat în termen de 45 de minute după prepararea mortarului introdus în locașuri și nu sînt permise corectări ulterioare ale poziționării.

La 24 de ore după îmbinare, stîlpul poate prelua 70% din momentul de încovoiere și 100% din eforturile longitudinale ale unui stîlp fără îmbinare, de aceeași secțiune și executat cu aceleași materiale. Secțiunea stîlpului va fi minimum 0,15 m^2 și nu va depăși 0,36 m^2.

Fig. 3

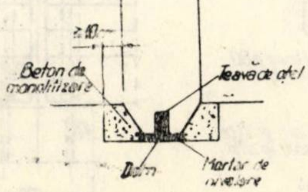
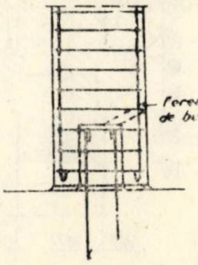
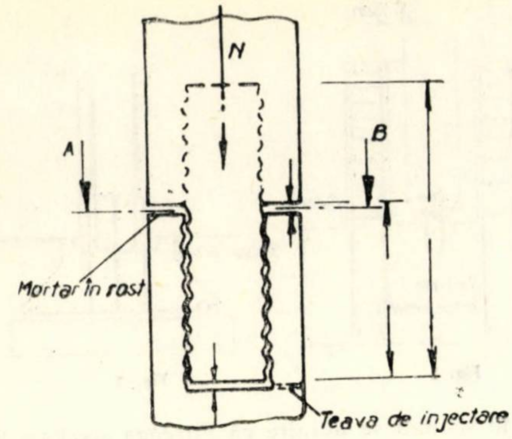


Fig. 4




N
A
B
Mortar în rost
Teava de injectare

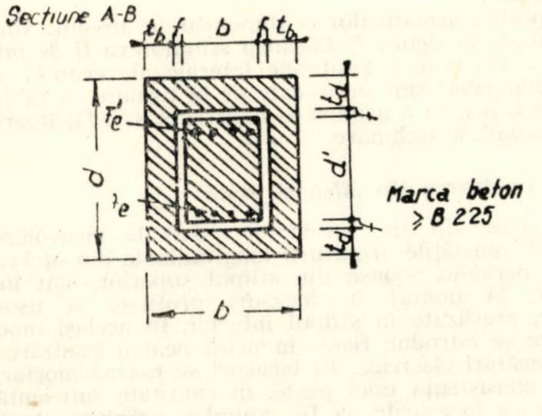

Secțiune A-B
t_b
b
t_b
r_e'
d
r_e
d'
b
Marca beton ≥ B 225

Fig. 5

Fig. 6

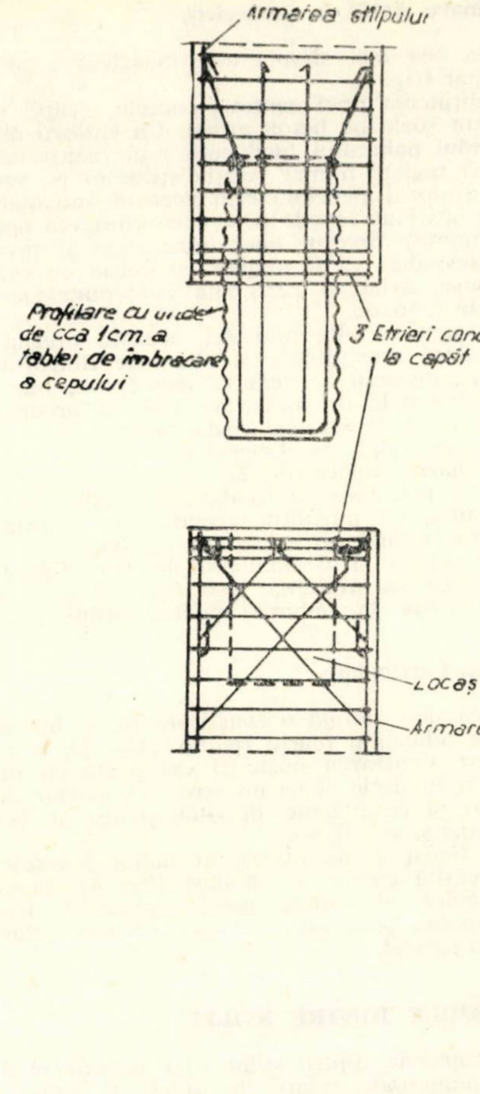

Armarea stîlpului
Profilare cu unde de cca 1cm. a tablei de îmbrăcare a cepului
3 Etrieri concentrați la capăt
Locaș-pahar
Armarea stîlpului

Fig. 7

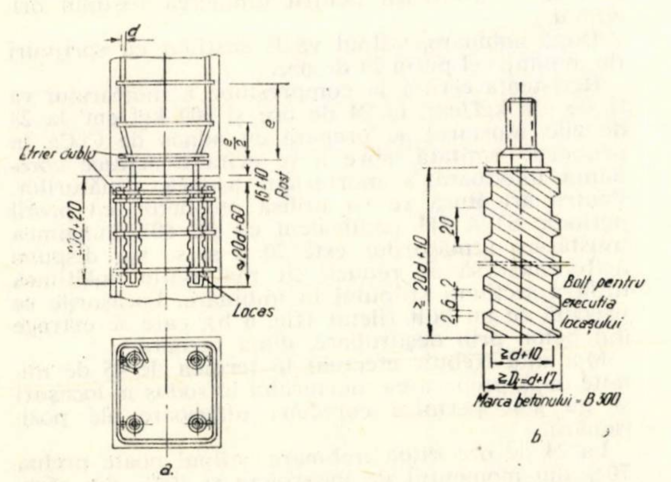
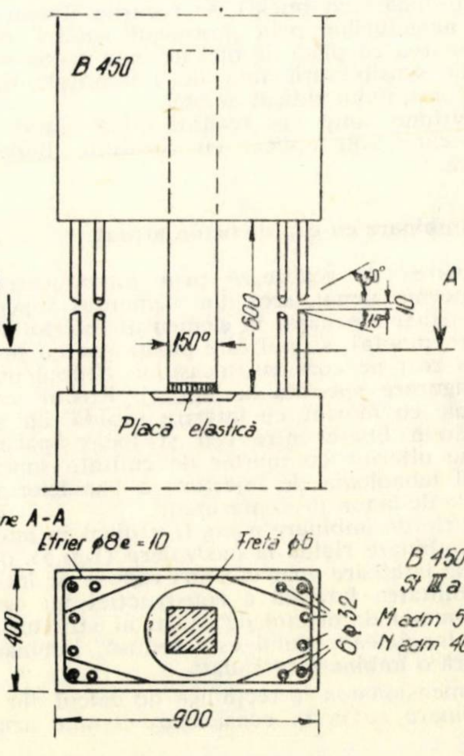
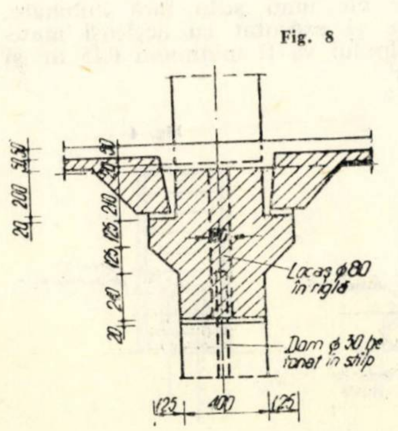
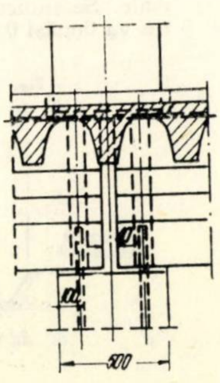

d
Etrier dublu
Rost
Locaș
a.
Bulț pentru execuția locașului
Marca betonului = B 300
b

Fig. 8


B 450
A
A
150°
600
Placă elastică
Secțiune A-A
Etrier φ8e = 10
Freta φ6
B 450
St III a
M adm 57,0 tm
N adm 460,0 t
6φ32
400
900


Locaș φ80 în riglă
Dorn φ 30 be tonat în stîlp
125
400
125



2.3. Îmbinări sudate

Pentru construcţii etajate cu încărcări importante, deci pentru stîlpi cu secţiune mare (fig. 7), se utilizează încă îmbinările sudate, deşi preţul de cost şi timpul de montaj sînt mai mari decît în cazul îmbinărilor cu cep sau al îmbinărilor tip „fişă şi priză". Pentru a nu împiedica contracţia, care intervine ca urmare a sudării, se aşează stîlpul superior cu un cep pe o placă intermediară elastică (din lemn moale).

Se va betona cu atenţie rostul foarte mare de montaj, spre a se obţine un beton de marcă B 450. La dimensiunile date în figura 7, eforturile admisibile în îmbinare sînt M=57 tm; N=460 t.

3. ÎMBINAREA RIGLĂ-STÎLP

În general, riglele sînt aşezate pe console. La scheletele de beton armat tipizate, cadrele sînt dispuse numai pe o singură direcţie. Pentru cealaltă direcţie este necesară rigidizarea prin diafragme. Această soluţie permite însă dispunerea consolelor într-un singur plan al stîlpilor.

3.1. Îmbinări articulate

Uneori au fost prevăzute numai îmbinări articulate în ambele planuri, astfel încît stabilitatea laterală trebuie asigurată prin diafragme în ambele direcţii.

Una dintre aceste soluţii este prezentată în figura 8. Riglele sînt aşezate în acest caz direct pe stîlpii nivelului inferior, iar stîlpul nivelului superior se aşează pe capetele riglelor. Se va urmări însă ca marginile superioare ale riglei să fie la aceeaşi cotă, pentru a se asigura o bună aşezare a stîlpului.

Fiecare element este fixat cu dornuri pentru împiedicarea deplasărilor orizontale. Imediat după montaj se vor injecta locaşurile de introducere a dornurilor; betonul pentru rosturi şi mortarul de injectare vor avea marca B 300. Asemenea dornuri pot fi dispuse şi în piciorul stîlpului.

O altă îmbinare articulată este utilizată la metoda de construire a structurilor pe schelet, cu 2 t greutate maximă pe element, cunoscută sub denumirea de „metoda berlineză" (fig. 9). În această soluţie, riglele sînt executate jumelat din cîte două elemente rezemate pe porţiunea cu secţiune în cruce a stîlpilor. Pentru evitarea deplasării orizontale, elementele componente sînt de asemenea fixate cu dornuri, care nu sînt figurate pe desen. Rigidizarea se face cu diafragme din beton turnat monolit. În planul cadrului, diafragmele sînt dispuse în spaţiul dintre riglele jumelate.

3.2. Îmbinări rigide la încovoiere

În R.D.G., structurile pe schelet, cu 2 t greutate maximă pe element, se realizează şi în cadre cu noduri rigide (fig. 10).

Riglele jumelate reazemă cu ciocul pe consolele stîlpilor cuprinse în înălţimea riglelor, astfel încît nu mai sînt aparente după montaj. Ciocul este dimensionat pe baza condiţiei ca rigla să poată prelua forţele tăietoare, fără măsuri speciale. În consecinţă, înălţimea disponibilă pentru console a rezultat foarte redusă, ceea ce a impus utilizarea de profile din oţel, deşi cercetări mai recente au dus la elaborarea unor metode de dimensionare a consolelor care ar permite realizarea acestora din beton armat şi la aceste dimensiuni.

Transmiterea eforturilor de compresiune se face prin mortarul din rosturile verticale.

Înnădirea armăturilor se realizează prin sudură în baie.

Fiecare bară a armăturii este înnădită de ambele părţi ale stîlpului. Porţiunea intermediară a armăturii se introduce numai după montajul riglei.

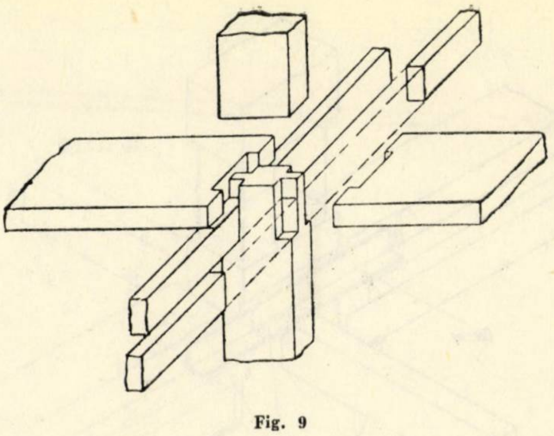


Fig. 9

Această îmbinare nu poate transmite momente pozitive.

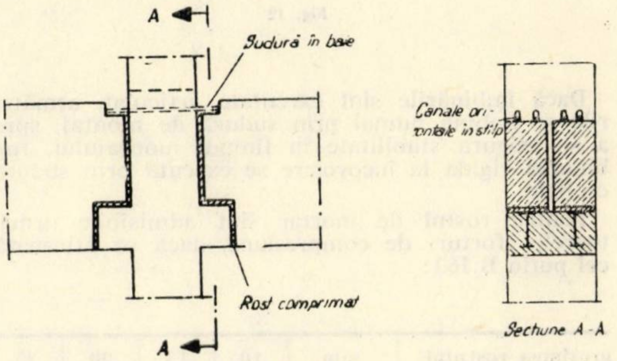
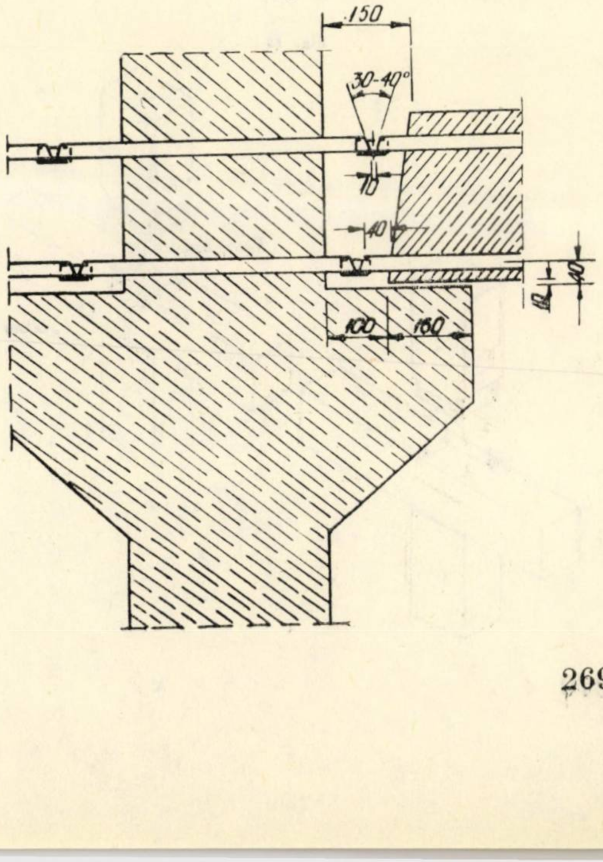


Fig. 10

Consola metalică poate fi fixată şi prin buloane de înaltă rezistenţă, un procedeu care necesită un consum mai ridicat de material, dar duce la o execuţie mai simplă a stîlpului.

Îmbinările stîlpilor pot fi realizate articulat sau rigide la încovoiere.

Fig. 11



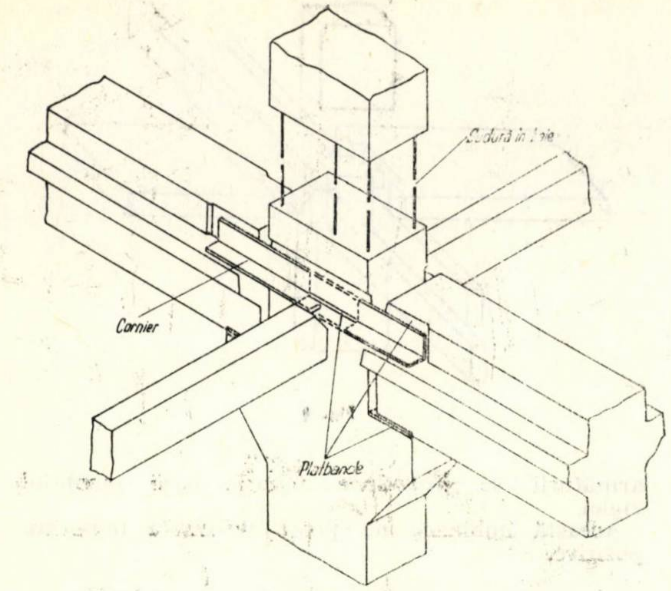


Fig. 12

Dacă îmbinările sînt executate articulat, armăturile se îmbină numai prin sudură de montaj, spre a se asigura stabilitate în timpul montajului. Îmbinarea rigidă la încovoiere se execută prin sudură cu baie.

Pentru rostul de mortar sînt admisibile următoarele eforturi de compresiune, dacă se utilizează cel puţin B 160 :

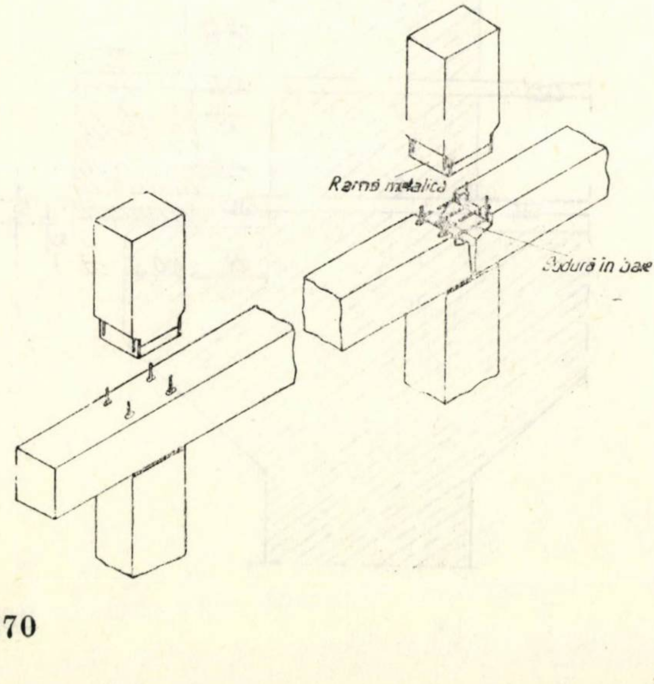
grosimea rostului	mm	10	15	20	25
$\sigma_{admisibil}$	kgf/cm²	300	250	200	150

O altă îmbinare rigidă la încovoiere, care poate transmite atît momente negative, cît şi momente pozitive, este prezentată în figura 11.

Acest tip de îmbinare impune însă toleranţe reduse la montaj, datorită numărului mare de înnădiri sudate. Pentru executarea sudurii pot fi utilizate următoarele procedee :

1. sudură manuală cu arc electric — sudură cap la cap în baie ;
2. sudură în atmosferă protectoare de CO_2 — sudură cap la cap în baie ;
3. sudură prin eclisare (limitată, deoarece necesită mult spaţiu).

Fig. 13



Pentru construcţiile etajate masive (elemente prefabricate cu greutate pînă la 5 tone), executate cu schelet, s-a mai folosit în R.D.G. încă un tip de îmbinare rigidă, care a adus însă unele dificultăţi la lucrările de construcţie (fig. 12).

Riglele se aşază pe console, armătura de continuitate este sudată pe platbande înglobate în betonul riglei, iar îmbinarea se realizează cu corniere sudate pe aceste platbande. Prin sudarea plăcilor în planul de rezemare a riglelor pe stîlpi pot fi transmise, limitat, şi momente pozitive. Stîlpul este îmbinat rigid la încovoiere prin sudură în baie a armăturilor. Îmbinarea impune toleranţe extrem de mici şi, în consecinţă, contravine principiilor de realizare a prefabricatelor din beton armat.

În toate ţările se efectuează cercetări care să ducă la simplificarea îmbinărilor rigide la încovoiere în noduri, la construcţiile cu schelet de beton armat, urmărindu-se economia de materiale, reducerea timpului de montaj şi o execuţie corespunzătoare caracteristicilor materialelor utilizate.

În R. S. Cehoslovacă s-au realizat îmbinările în noduri prezentate în figura 13. Deschiderea fiind de numai 4,80 m, a fost posibil să se utilizeze o riglă mai joasă, executată fără console pentru rezemarea plăcilor de planşeu. Riglele se montează peste mustăţile armăturii stîlpului inferior.

Armătura de continuitate a riglei iese în afară sub formă de mustăţi, care pot fi îmbinate prin sudură în baie, dacă o permite toleranţa la montaj, sau prin eclisare cu platbande sudate, în caz contrar. După umplerea cu mortar a spaţiilor libere şi după realizarea unui rost orizontal se aşază stîlpul superior. Pentru menţinerea toleranţelor în limitele admisibile, armătura stîlpului superior a fost sudată pe o ramă metalică, la care se sudează la rîndul lor mustăţile armăturii stîlpului inferior.

Îmbinarea este în oarecare măsură mai simplă faţă de aceea descrisă anterior, totuşi montajul necesită un timp mai îndelungat.

În R.D.G. s-a lucrat intens în ultimii ani la realizarea unui sortiment unitar de elemente pentru construcţiile cu schelet.

Problema care trebuia să fie soluţionată consta din înlocuirea sistemelor existente de structuri prefabricate pentru construcţiile multietajate, prin structuri unitare din cadre şi diafragme, realizîndu-se astfel un singur sortiment de elemente pentru construcţiile social-culturale şi pentru clădirile industriale. Este evident că aceasta impune şi eliminarea cerinţelor funcţionale extreme.

În viitorul apropiat se vor utiliza construcţii multietajate, în special pentru clădirile social-culturale şi clădirile anexă pentru industrie, deoarece clădirile care cuprind procesul propriu-zis de producţie sînt, în majoritatea cazurilor, clădiri cu schelet cu un singur etaj.

S-a propus realizarea unui sistem de cadre, simplu din punct de vedere constructiv, al tehnologiei de execuţie şi de montaj, şi ale cărui elemente să poată fi utilizate avantajos şi pentru structuri cu diafragme. O importanţă deosebită se acordă în acest caz realizării, cu metode cît mai simple, a îmbinărilor rigide la încovoiere între stîlp şi riglă. Utilizarea elementelor de beton precomprimat este condiţionată de eficienţa lor tehnico-economică ; în orice caz trebuie limitate la maximum operaţiile de precomprimare pe şantier, deoarece împiedică desfăşurarea continuă a montajului.

Pentru clădirile etajate este necesară asigurarea efectului de cadru numai în direcţie transversală, longitudinal stabilitatea fiind asigurată prin diafragme sau portale.

Greutatea elementelor se limitează la 5 t.

Ca o condiţie funcţională, s-a cerut asigurarea a cît mai multe goluri tehnologice în planşeu, fiind de dorit ca unele dintre acestea să coincidă cu axa cadrului. Prin aceasta s-ar reduce spaţiul necesar pentru instalaţii.

Pentru un interax de 6 m între stîlpi, s-a realizat următorul sistem :

Riglele au fost executate ca rigle jumelate cu nervuri transversale (fig. 14), spre a se facilita trecerea pe verticală a ţevilor pentru instalaţii. Capetele riglei sînt tratate în chip de pahare îmbrăcînd stîlpul, ceea ce asigură condiţii favorabile pentru realizarea nodului rigid la încovoiere între riglă şi stîlp.

Mai întîi se înnădeşte prin sudură armătura superioară şi interioară a riglei şi se umple cu mortar rostul de îmbinare ; se procedează apoi la executarea îmbinării rigide între riglă şi stîlp prin betonarea rosturilor între stîlp şi riglă. Această îmbinare devine capabilă de a transmite momente numai după întărirea betonului de monolitizare.

Se urmăreşte de asemenea ca, după rezemarea riglelor pe stîlpi, consolele acestora să nu mai fie vizibile. Este mai simplu a înlocui consolele de beton cu piese de oţel pătrat (5 × 4 cm), introduse în locaşuri speciale, dar în acest caz îmbinarea ar fi desigur mai expusă coroziunii.

S-a prevăzut, de asemenea, ca stîlpii să fie continui prin mai multe etaje (maximum 3 etaje), ceea ce ar reduce la minimum numărul îmbinărilor între stîlpi.

Îmbinarea stîlpului se execută de tip „fişă şi priză".

Îmbinarea articulată poate fi executată cu aceleaşi elemente, dacă riglele nu sînt sudate între ele, iar rosturile între stîlpi şi rigle rămîn nebetonate.

Acest nou mod de realizare şi îmbinări în nod a trebuit să fie verificat experimental, încercările fiind efectuate de Catedra pentru construcţii şi statica construcţiilor a Universităţii Tehnice din Dresda.

În primul rînd urmau să fie soluţionate următoarele probleme :

1. Dacă nodul poate fi executat ca nod de cadru rigid la încovoiere.
2. Cum se comportă nervura transversală care formează pereţii frontali ai paharului în îmbinare.
3. Care este lăţimea admisibilă static a rosturilor între stîlp şi riglă (se prevede ca în viitor să se utilizeze aceeaşi dimensiune a paharului pentru îmbinarea riglei cu stîlpi de diferite lăţimi, deoarece riglele sînt identice pe întreaga înălţime a cadrului, iar dimensiunile stîlpilor sporesc la nivelurile inferioare).

Pentru determinarea rigidităţii la încovoiere a nodului se măsoară unghiurile de rotire a barelor fixate în noduri.

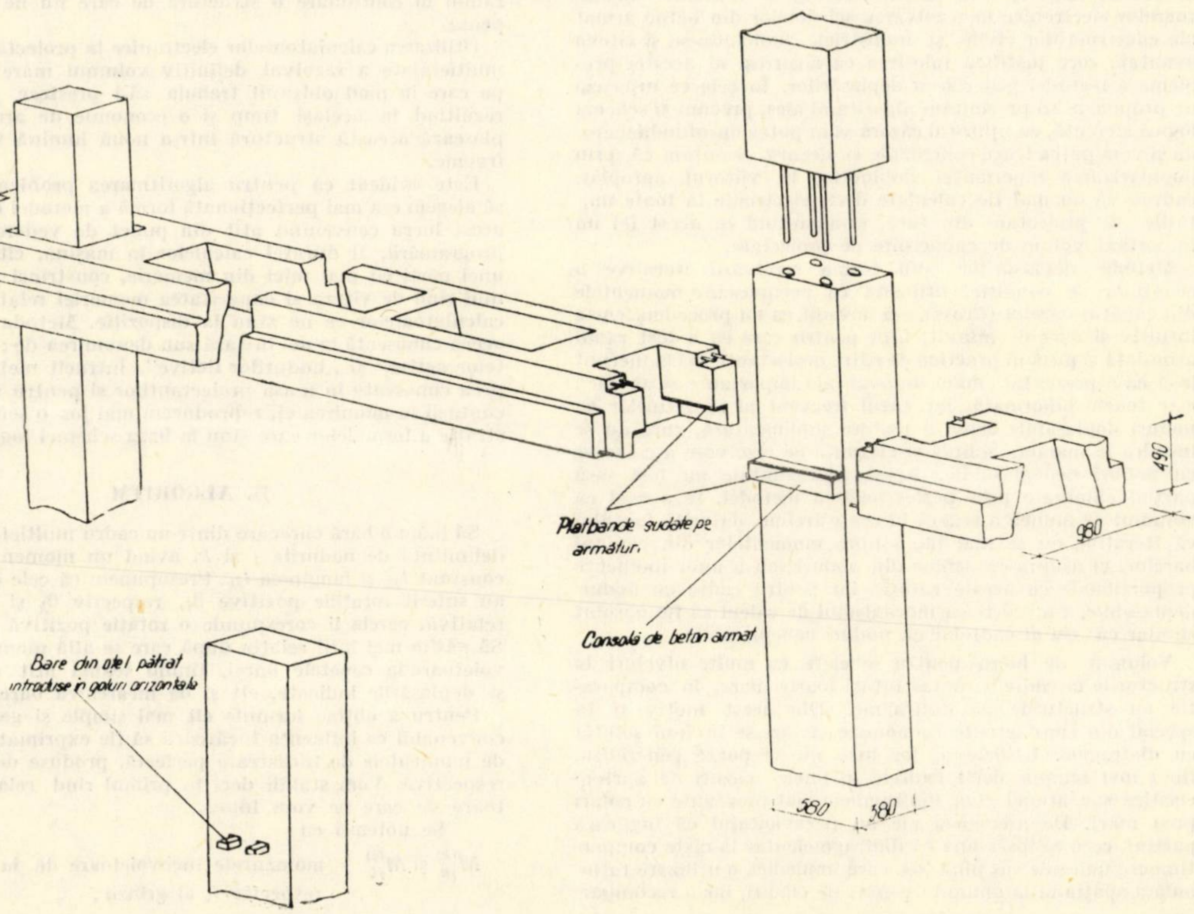
Distribuirea eforturilor în nervura transversală se determină, pentru diferite moduri de armare, cu traductoare electrice rezistive, fixate pe armătură şi beton.

Pentru ultima problemă, încercările se fac pe elemente avînd rosturi de 30, 130 şi 230 mm grosime.

Turnările s-au făcut cu un mod de rezemare care nu va fi aplicat în practică. Nu s-a urmărit însă ca la încercări să se examineze chiar soluţia definitivă pentru tipizare, cu atît mai mult cu cît la începerea cercetărilor nu se stabilise definitiv modul de rezemare a riglelor pe stîlpi.

În cadrul cercetărilor s-a analizat mai întîi stadiul de exploatare, aplicîndu-se două combinaţii de încărcări care dau solicitările maxime de dimensionare. Pentru a se determina în oarecare măsură şi rezistenţa la încărcare repetată a îmbinării, nodul a fost supus alternativ la 20 de cicluri de aplicare a celor două combinaţii de încărcări. La sfîrşitul încercării

Fig. 14


Platbande sudate pe armătur.
Consolă de beton armat
Bare din oţel pătrat introduse în goluri orizontale
490
980
380
380

s-a sporit pînă la rupere combinația de încărcare care dădea solicitarea maximă în nervurile transversale (această combinație fiind și cea care dă momentul maxim în riglă).

Din măsurarea unghiurilor s-a dedus următorul sistem idealizat de calcul al nodurilor:

Fiecare riglă este prinsă în nod printr-o legătură elastică capabilă de rotire locală. Capetele riglelor sînt împiedicate să se rotească relativ tot printr-o legătură elastică deformabilă local. Stîlpii pot fi însă considerați perfect rigizi în nod.

Se poate constata cu ușurință că un asemenea mod de considerare a nodurilor de cadru duce la dificultăți considerabile în calculul eforturilor la cadre multiplu static nedeterminate. De aceea s-a încercat să se simplifice pentru calcul modul de comportare a acestui nod idealizat. Pentru aceasta a fost însă necesar să se determine, în primul rînd, influența fiecărei legături elastice la sistemele simple de cadre.

4. CONCLUZII

Toate îmbinările la care ne-am referit au arătat că realizarea scheletelor la clădiri multietajate în cadre prefabricate de beton armat cu noduri rigide duce la sporirea duratei de montaj și deseori la consumuri mărite de material.

În consecință, în numeroase cazuri se vor dovedi mai avantajoase îmbinările articulate între rigle și stîlpi, asigurîndu-se stabilitatea laterală a clădirilor multietajate prin diafragme pe ambele direcții sau cu structuri interioare monolite rezistente la forțe orizontale (casa scării, turnul elevatoarelor etc.)

În schimb, la clădiri cu 2—3 niveluri și care au cel puțin patru stîlpi pe fiecare direcție, se poate realiza în mod avantajos stabilitatea laterală prin prevederea stîlpilor continui pe întreaga înălțime, riglele fiind prinse articulat în noduri, dar planșeele lucrînd ca diafragme orizontale. Forțele orizontale pot fi în acest caz repartizate la toți stîlpii.

Calculul structurilor multietajate cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice, folosind metoda „momentelor active"

Ing. I. Moldovan

A. GENERALITĂȚI

În articolul „Din practica utilizării mașinilor electronice cifrice în institutele de proiectări", publicat în nr. 7 din 1965 al acestei reviste, s-au arătat avantajele utilizării calculatoarelor electronice la rezolvarea scheletelor din beton armat ale construcțiilor civile și industriale, indicîndu-se și cîteva avantaje care justifică folosirea ca algoritm al acestei probleme a metodei generale a deplasărilor. În cele ce urmează ne propunem să prezentăm algoritmul ales, precum și schema logică aferentă, cu ajutorul cărora vom putea aprofunda metoda și vom putea trage concluziile ce decurg. Scontăm că, prin popularizarea experienței dobîndite, în viitorul apropiat, cadrele să nu mai fie calculate decît electronic la toate unitățile de proiectare din țară, economisind în acest fel un important volum de capacitate de proiectare.

Metoda deplasărilor sub forma rezolvării iterative a ecuațiilor de condiție, utilizînd ca necunoscute momentele din capătul barelor (Cross), s-a dovedit ca un procedeu foarte intuitiv și ușor de mînuit, fapt pentru care ea a fost rapid asimilată și pusă în practică de către proiectanți. De la început însă ea a prezentat două dezavantaje importante și anume: este foarte laborioasă, iar cazul frecvent al structurilor cu noduri deplasabile cerea o tratare suplimentară, care nu se încadra în maniera simplă și elegantă de rezolvare a cadrelor cu noduri nedeplasabile. Aceste dezavantaje au fost însă parțial eliminate prin perfecționarea metodei, în sensul că volumul de muncă a scăzut la cca o treime, datorită faptului că iterațiile nu se mai fac asupra momentelor din capătul barelor, ci asupra rotațiilor din noduri sau a unor momente proporționale cu aceste rotații, iar pentru cadre cu noduri deplasabile, s-a reușit ca mecanismul de calcul să fie absolut similar cu cel al cadrelor cu noduri nedeplasabile.

Volumul de lucru pentru schelete cu multe niveluri la structurile în cadre a rămas totuși foarte mare, în comparație cu structurile pe diafragme. Din acest motiv și în special din considerente economice, astăzi se preferă soluția cu diafragme. Utilizarea lor însă nu se poate generaliza, fiind mai scumpe decît cadrele în unele cazuri de partere elastice sau atunci cînd diafragmele sînt prevăzute cu goluri prea mari. De asemenea ele au dezavantajul că îngheață partiul, ceea ce înseamnă că diafragmele duc la niște compartimente unice de sus pînă jos, care împiedică o utilizare rațională a spațiului la anumite genuri de clădiri, iar o recompartimentare ulterioară este mult împiedicată. Amplasarea rațională a difragmelor poate să elimine o parte din dezavantaje dar acest lucru de multe ori duce la o structură neconstructivă din punct de vedere seismic. Din aceste motive, cadrele rămîn în continuare o structură de care nu ne putem dispensa.

Utilizarea calculatoarelor electronice la proiectarea cadrelor multietajate a rezolvat definitiv volumul mare de muncă, pe care în mod obișnuit trebuia să-l presteze proiectanții, rezultînd în același timp și o economie de armătură care plasează această structură într-o nouă lumină față de diafragme.

Este evident că pentru algoritmarea problemei a trebuit să alegem cea mai perfecționată formă a metodei deplasărilor, acest lucru convenind atît din punct de vedere al duratei programării, al duratei calculelor în mașină, cît și ocupării unei părți cît mai mici din memorie, constrînși fiind în primul rînd de viteza și capacitatea memoriei relativ reduse a calculatoarelor ce ne stau la dispoziție. Metoda aleasă este aceea cunoscută la noi în țară sub denumirea de: „a momentelor active" și „nodurilor fictive". Întrucît metoda nu este prea cunoscută în masa proiectanților și pentru a nu se face confuzii în mînuirea ei, reproducem mai jos o scurtă demonstrație a formulelor care stau la baza schemei logice.

B. ALGORITM

Să luăm o bară oarecare dintr-un cadru multietajat (fig. 1), delimitată de nodurile j și k, avînd un moment de inerție constant I_{jk} și lungimea l_{jk}. Presupunem că cele două noduri au suferit rotațiile pozitive θ_j, respectiv θ_k și o deplasare relativă, căreia îi corespunde o rotație pozitivă ψ_{jk} a barei. Să găsim mai întîi relația după care se află momentele încovoietoare la capetele barei, ținînd seamă atît de rotațiile și deplasările indicate, cît și de încărcarea oarecare q.

Pentru a obține formule cît mai simple și generale, este convenabil ca influența încărcării să fie exprimată în funcție de momentele de încastrare perfectă, produse de încărcarea respectivă. Vom stabili deci în primul rînd relațiile ajutătoare de care ne vom folosi.

Se notează cu

$M_{jk}^{(k)}$ și $M_{jk}^{(j)}$ — momentele încovoietoare de la capătul k, respectiv j, al grinzii;

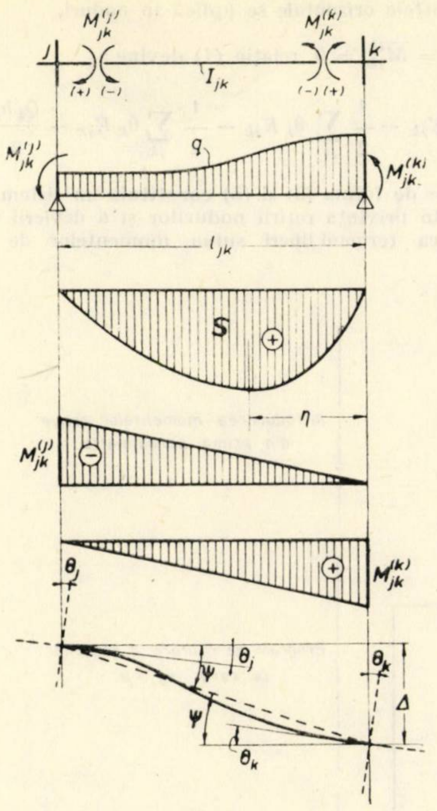


Fig. 1

$\overline{M}^{(k)}_{jk}$ și $\overline{M}^{(j)}_{jk}$	— momentele de încastrare perfectă la cele două capete, datorită încărcării q;
S	— suprafața diagramei momentelor sub încărcarea q, considerînd grinda simplu rezemată;
η	— distanța între centrul de greutate al suprafeței S și reazemul k.

În demonstrațiile ce urmează, pentru momente și rotiri se vor adopta semnele Cross.

În cazul unei încastrări perfecte vom scrie că rotațiile în j și k sînt nule. Deci avem:

$$\frac{1}{EI}\left(\frac{S\eta}{l_{jk}} - \frac{\overline{M}^{(j)}_{jk}\, l_{jk}}{2}\,\frac{2\, l_{jk}}{3}\,\frac{1}{l_{jk}} + \frac{\overline{M}^{(k)}_{jk}\, l_{jk}}{2}\,\frac{l_{jk}}{3}\,\frac{1}{l_{jk}}\right) = 0 \tag{1}$$

$$\frac{1}{EI}\left(-\frac{S\,(l_{jk}-\eta)}{l_{jk}} + \frac{\overline{M}^{(j)}_{jk}\, l_{jk}}{2}\,\frac{l_{jk}}{3}\,\frac{1}{l_{jk}} - \frac{\overline{M}^{(k)}_{jk}\, l_{jk}}{2}\,\frac{2\, l_{jk}}{3}\,\frac{1}{l_{jk}}\right) = 0.$$

Din aceste relații se deduce că:

$$\frac{S\eta}{l_{jk}} = \frac{l_{jk}}{6}\left(2\,\overline{M}^{(j)}_{jk} - \overline{M}^{(k)}_{jk}\right)$$

$$\frac{S(l-\eta)}{l_{jk}} = \frac{l_{jk}}{6}\left(\overline{M}^{(j)}_{jk} - 2\,\overline{M}^{(k)}_{jk}\right).$$

Folosind aceste relații putem să exprimăm rotația celor două capete de bară în funcție de încărcare (momente de încastrare perfectă) și denivelarea reazemelor.

Procedînd similar ca în formula (1) avem:

$$\frac{1}{EI}\left[\frac{l_{jk}}{6}\left(2\,\overline{M}^{(j)}_{jk} - \overline{M}^{(k)}_{jk}\right) - 2\,M^{(j)}_{jk}\,\frac{l_{jk}}{6} + M^{(k)}_{jk}\,\frac{l_{jk}}{6}\right] + \psi_{jk} = \theta_j$$

$$\frac{1}{EI}\left[\frac{l_{jk}}{6}\left(\overline{M}^{(i)}_{jk} - 2\,\overline{M}^{(k)}_{jk}\right) + 2\,M_{jk}\,\frac{l_{jk}}{6} - 2\,M^{(k)}_{jk}\,\frac{l_{jk}}{6}\right] + \psi_{jk} = \theta_k.$$

Rezolvînd acest sistem, considerînd ca necunoscute pe $M^{(j)}_{jk}$ și $M^{(k)}_{jk}$, obținem:

$$\begin{aligned} M^{(j)}_{jk} &= -\frac{4\,EI}{l_{jk}}\left(\theta_j + \frac{1}{2}\,\theta_k - \frac{3}{2}\,\psi_{jk}\right) + \overline{M}^{(j)}_{jk} \\ M^{(k)}_{jk} &= -\frac{4\,EI}{l_{jk}}\left(\theta_k + \frac{1}{2}\,\theta_j - \frac{3}{2}\,\psi_{jk}\right) + \overline{M}^{(k)}_{jk}. \end{aligned} \tag{2}$$

Observăm că aceste două relații sînt absolut similare și exprimă faptul că momentul încovoietor de la capătul unei bare este egal cu momentul de încastrare perfectă, din care se scade un moment a cărui valoare rezultă înmulțind rigiditatea barei $K_{jk} = \frac{4\,EI}{l_{jk}}$ cu unghiul de rotire a nodului adiacent, la care se adaugă jumătate din rotirea nodului opus și se scade $\frac{3}{2}$ din unghiul de rotire a barei, cauzat de denivelarea reazemelor.

Relațiile (2) ne vor servi să stabilim ecuațiile fundamentale de rezolvare a cadrelor rectangulare, scriind că suma momentelor într-un nod este egală cu zero și că suma forțelor de deviație, de pe un nivel, este de asemenea zero.

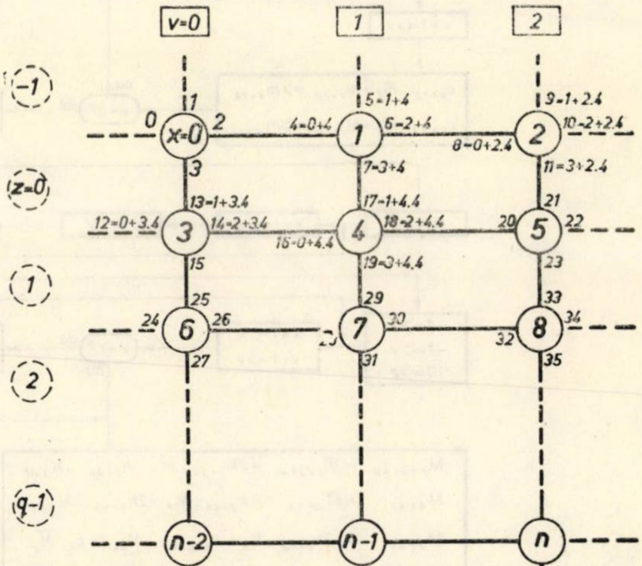
Astfel, luînd în considerare toate barele care concură în nodul j, putem scrie:

$$\sum_k M^{(j)}_{jk} = -\,\theta_j \sum_k K_{jk} - \frac{1}{2}\sum_k \theta_k\, K_{jk} + \frac{3}{2}\sum_k \psi_{jk} + \overline{M}_j = 0, \tag{3}$$

unde am notat cu $\overline{M}_j$ suma momentelor care acționează nodul, atunci cînd rotirea lui este împiedicată (de obicei suma momentelor de încastrare perfectă). S-a notat simplificat $\sum\limits_k$ suma termenilor care îi afectează atunci cînd k ia denumirea tuturor nodurilor adiacente nodului j.

Relații de forma (3) se pot scrie pentru toate nodurile cadrului.

Fig. 2



Notînd cu $\overline{T}_{jk}$ forța de deviație dată de un stîlp și cu Q_i forța tăietoare a sarcinilor orizontale pentru nivelul i, avem relația

$$\sum_{jk} T_{jk} + Q_i = 0. \tag{4}$$

Relații de forma (4) se pot scrie pentru toate nivelurile cadrului. Dacă însă ținem seamă că

$$T_{jk} = \frac{M_{jk}^{(j)} + M_{jk}^{(k)}}{h_i}$$

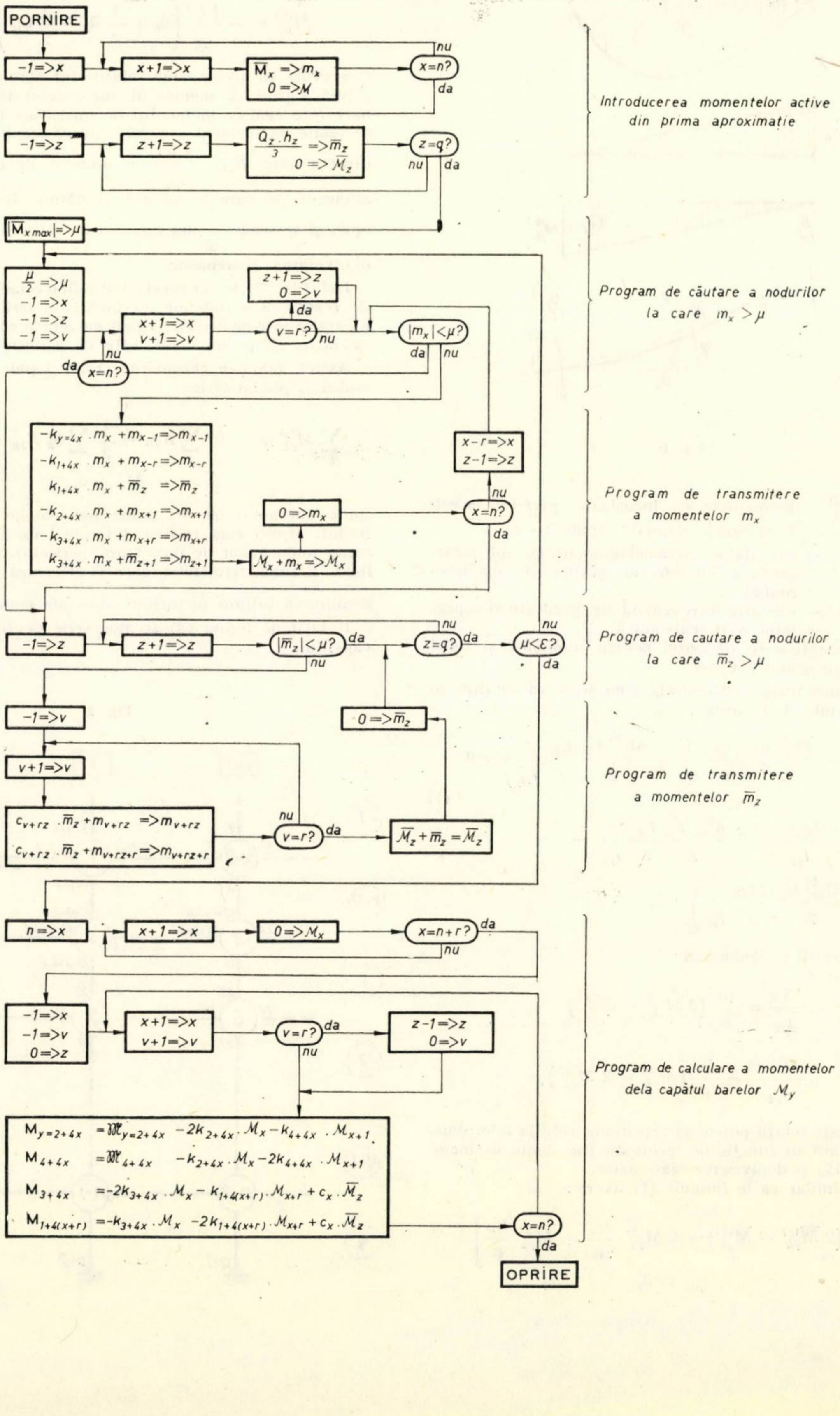
și că forțele orizontale se aplică în noduri,

$\overline{M}_{jk}^{(j)} = \overline{M}_{jk}^{(k)} = 0$ relația (4) devine:

$$\psi_{jk} \sum_{jk} K_{jk} - \frac{1}{2} \sum_{jk} \theta_j K_{jk} - \frac{1}{2} \sum_{jk} \theta_k K_{jk} - \frac{Q_i h_i}{3} = 0. \tag{5}$$

Relațiile de forma (3) și (5) constituie un sistem de ecuații liniare în privința rotirii nodurilor și a devierii nivelurilor, avînd ca termeni liberi suma momentelor de încastrare

Fig. 3


PORNIRE
-1=>x
x+1=>x
$\overline{M}_x$ => m_x
0 => $\mathcal{M}$
x=n?
nu
da
-1=>z
z+1=>z
$\frac{Q_z \cdot h_z}{3}$ => $\overline{m}_z$
0 => $\mathcal{M}_z$
z=q?
$|\overline{M}_{x\,max}|$=>μ
$\frac{\mu}{2}$ =>μ
-1=>x
-1=>z
-1=>v
x+1=>x
v+1=>v
z+1=>z
0=>v
v=r?
$|m_x|<\mu$?
x=n?
$-k_{y=4x} \cdot m_x + m_{x-1} => m_{x-1}$
$-k_{1+4x} \cdot m_x + m_{x-r} => m_{x-r}$
$k_{1+4x} \cdot m_x + \overline{m}_z => \overline{m}_z$
$-k_{2+4x} \cdot m_x + m_{x+1} => m_{x+1}$
$-k_{3+4x} \cdot m_x + m_{x+r} => m_{x+r}$
$k_{3+4x} \cdot m_x + \overline{m}_{z+1} => m_{z+1}$
0=>m_x
$\mathcal{M}_x + m_x => \mathcal{M}_x$
x-r=>x
z-1=>z
-1=>z
z+1=>z
$|\overline{m}_z|<\mu$?
z=q?
μ<ε?
-1=>v
v+1=>v
0=>$\overline{m}_z$
$c_{v+rz} \cdot \overline{m}_z + m_{v+rz} => m_{v+rz}$
$c_{v+rz} \cdot \overline{m}_z + m_{v+rz+r} => m_{v+rz+r}$
v=r?
$\overline{\mathcal{M}}_z + \overline{m}_z = \overline{\mathcal{M}}_z$
n=>x
x+1=>x
0=>$\mathcal{M}_x$
x=n+r?
-1=>x
-1=>v
0=>z
x+1=>x
v+1=>v
v=r?
z-1=>z
0=>v
$M_{y=2+4x} = \mathfrak{M}_{y=2+4x} - 2k_{2+4x} \cdot \mathcal{M}_x - k_{4+4x} \cdot \mathcal{M}_{x+1}$
$M_{4+4x} = \mathfrak{M}_{4+4x} - k_{2+4x} \cdot \mathcal{M}_x - 2k_{4+4x} \cdot \mathcal{M}_{x+1}$
$M_{3+4x} = -2k_{3+4x} \cdot \mathcal{M}_x - k_{1+4(x+r)} \cdot \mathcal{M}_{x+r} + c_x \cdot \overline{\mathcal{M}}_z$
$M_{1+4(x+r)} = -k_{3+4x} \cdot \mathcal{M}_x - 2k_{1+4(x+r)} \cdot \mathcal{M}_{x+r} + c_x \cdot \overline{\mathcal{M}}_z$
x=n?
OPRIRE
Introducerea momentelor active din prima aproximație
Program de căutare a nodurilor la care $m_x > \mu$
Program de transmitere a momentelor m_x
Program de cautare a nodurilor la care $\overline{m}_z > \mu$
Program de transmitere a momentelor $\overline{m}_z$
Program de calculare a momentelor dela capătul barelor $\mathcal{M}_y$

perfectă din noduri (plus eventual alte momente exterioare) şi forţele tăietoare din sarcinile orizontale.

Pentru a stabili formulele fundamentale, care stau la baza programelor ce le vom analiza, se face o schimbare de variabilă şi anume se notează

$$\theta_j \sum_k K_{jk} = \mathrm{M}_j$$

$$\theta_k \sum_j K_{jk} = \mathrm{M}_k$$

$$\psi_{jk} \sum_{jk} K_{jk} = \mathrm{M}_\psi^{(i)}.$$

Cu aceste rotaţii ecuaţiile de forma (3) şi (5) vor deveni :

$$\boxed{\begin{aligned} &\mathrm{M}_j + \frac{1}{2}\sum_k \mathrm{M}_k \frac{K_{jk}}{\sum\limits_j K_{jk}} - \frac{3}{2}\sum_k \mathrm{M}_\psi^{(i)} \frac{K_{jk}}{\sum\limits_{jk} K_{jk}} - \overline{M}_j = 0 \\ &\mathrm{M}_\psi^{(i)} - \frac{1}{2}\sum_{jk} \mathrm{M}_j \frac{K_{jk}}{\sum\limits_k K_{jk}} - \frac{1}{2}\sum_{jk} \mathrm{M}_k \frac{K_{jk}}{\sum\limits_j K_{jk}} - \frac{Q_i\, h_i}{3} = 0 \end{aligned}} \qquad (6)$$

Necunoscutele M_j, M_k şi $\mathrm{M}_\psi^{(i)}$ poartă denumirea de momente active. Din punct de vedere fizic, momentul activ al nodului j, de exemplu, se poate exprima ca fiind momentul necesar de a roti acest nod cu unghiul θ_j (poziţia de echilibru elastic pentru încărcarea dată), toate nodurile adiacente fiind blocate. Această interpretare este verificabilă cu relaţia (3). Momentul fictiv $\mathrm{M}_\psi^{(i)}$ deţine deviaţia relativă ψ_i a două niveluri consecutive, în stadiu de echilibru, sensul său fizic nu prezintă importanţă în simplificarea expunerii de faţă.

În sistemul de ecuaţii (6) se observă că unicii coeficienţi ce se utilizează sînt rigidităţile relative ale barelor, cîtimi cu care proiectanţii sînt foarte familiarizaţi.

Prin rezolvarea sistemului de ecuaţii 6 se pot deci afla momentele active ale unui cadru, corespunzătoare unei încărcări date.

Cunoscînd momentele active, putem calcula momentele la capătul barelor cu ajutorul formulelor de tip (2), în care, după ce am făcut schimbarea de variabilă, se prezintă sub forma următoare :

$$\boxed{M_{jk}^{(j)} = -\,\mathrm{M}_j \frac{K_{jk}}{\sum\limits_k K_{jk}} - \frac{1}{2}\,\mathrm{M}_k \frac{K_{jk}}{\sum\limits_j K_{jk}} + \frac{3}{2}\,\mathrm{M}_\psi^{(i)} \frac{K_{jk}}{\sum\limits_{jk} K_{jk}} + \overline{M}_{jk}^{(j)}} \qquad (7)$$

Sistemul de ecuaţii (6) se rezolvă prin iteraţii succesive, adică considerînd în primă aproximaţie numai necunoscuta principală diferită de zero. Cu valorile obţinute din prima aproximaţie se corectează în a doua aproximaţie valorile necunoscutei principale, operaţiile de corecţie continuîndu-se pînă ce corecţiile aduse ajung la o mărime neimportantă.

Operaţia se poate face manual pe schema cadrului, fiind necesare numai transmiteri între noduri, coeficienţii de transmitere deducîndu-se foarte simplu din rigiditatea relativă a barelor.

Procedeul explicat fizic ar fi următorul :

În prima aproximaţie se consideră blocate toate nodurile învecinate (rotaţie = 0, adică moment activ = 0), fiind deblocat doar nodul în cauză. Rotaţiilor astfel obţinute (respectiv momentelor active) li se adaugă în a doua aproximaţie influenţa nodurilor adiacente prin aşa-zisa operaţie de transmitere. La valoarea finală a rotaţiei se poate ajunge pe două căi : fie adunînd mereu la rotaţia nodului din prima aproximaţie influenţa rotaţiilor corectate ale nodurilor adiacente (prin transmisii), fie că la valorile iniţiale transmitem numai corecţiile. Noi am ales cel de al doilea procedeu, fiind mai comod calculului electronic. Volumul de calcul se micşorează dacă nu considerăm, simultan în toate ecuaţiile, ca diferită de zero numai nescunoscuta principală, ci o dată stabilită valoarea aproximativă a unei necunoscute, aceasta să fie considerată ca atare în ecuaţiile următoare, ceea ce fizic înseamnă de a face transmiteri succesive şi deci valorile intermediare ale rotaţiilor să ţină seamă de cît mai multe influenţe posibile. Momentele active şi rotaţiile fiind două mărimi proporţionale, pentru expunerea fenomenului, s-a considerat să se utilizeze în texte expresia de rotire, deşi în fond operaţiile se fac cu momente active. Se observă în formula (7) că şi momentul activ al forţelor de deviaţie se poate trata absolut similar ca şi momentul activ din noduri, dacă pe schema de transmiteri fiecare nivel se prevede cu un nod suplimentar, de la care şi la care se fac transmiterile pentru M_ψ. Din acest motiv metoda analizată poartă şi denumirea de „a nodurilor fictive''.

În continuare ne vom ocupa de schema logică a procedeului arătat mai sus, a cărui esenţă este sintetizată de fapt în formulele (6) şi (7).

C. SCHEMA LOGICĂ

Pentru explicarea mai concretă a schemei logice a procedeului de calcul prezentat, vom lua un cadru multietajat avînd rigle cu două deschideri, cazul cel mai frecvent la blocurile de locuinţe. În scopul de a folosi pentru fiecare nod acelaşi program de transmitere a momentelor active, vom completa toate nodurile care nu au patru bare, cu bare suplimentare avînd rigiditatea zero (fig. 2). Pe această schemă s-au numerotat într-o ordine unitară nodurile, capetele de bară, şirurile de stîlpi şi nivelurile.

S-a notat cu :

x — numărul de ordine al nodului curent
y — numărul de ordine al capătului de bară curent
z — numărul de ordine al nivelului curent
v — numărul de ordine al şirului de stîlpi
n — numărul de ordine al ultimului nod
p — numărul de ordine al ultimului cap de bară
q — numărul de ordine al ultimului nivel
r — numărul total de şiruri de stîlpi
M_x, M_z — momentul activ al nodului x, respectiv al nivelului z (nod fictiv)
m_x, m_z — diferenţe de moment activ, în nodurile reale x, respectiv fictive z, apărute în urma iteraţiilor (transmiterilor)
$\mathfrak{M}_y$ — momente de încastrare perfectă la capătul y
$\overline{M}_x$ — suma momentelor de încastrare perfectă, plus a altor momente exterioare ce eventual acţionează nodul
Q_z — forţa tăietoare la nivelul z, provenită din sarcinile orizontale
h_z — înălţimea nivelului z
M_y — momentul efectiv la capătul de bară y
K_y — coeficient de transmitere de la nodurile reale (egale cu jumătate din rigiditatea relativă a barelor ce converg în nodul de la care se face transmiterea)
c_x — coeficient de transmitere de la nodurile fictive
ε — valoare minimă a lui m_x şi m_z sub care nu se mai continuă iteraţia
μ — moment de comparaţie, a cărui valoare iniţială este $\overline{M}_{x\,\max}$ şi care se micşorează pe parcursul iteraţiilor pînă ajunge de acelaşi ordin de mărime cu ε.

În figura 3 este redată schema logică completă pentru calculul momentelor de la capătul barelor corespunzătoare unei ipoteze de încărcare, considerînd ca date iniţiale : momentele $\overline{M}_x$ şi $\mathfrak{M}_y$, cantităţile $\frac{Q_z h_z}{3}$ corespunzătoare sarcinilor orizontale, coeficienţii de transmitere K_y şi c_x, precum şi constantele n, p, q, r, şi $\overline{M}_{x\,\max}$.

Se observă că y nu este variabilă independentă, deoarece numărul de ordine al barelor din nodul x este o funcţie de numărul de ordine al barelor nodului 0 şi variabila x. De asemenea variabila z este funcţie de x şi de numărul de noduri al unui nivel ($r = 3$ în cazul din figură). Aceste proprietăţi permit a scrie o formulă generală, funcţie de o singură variabilă, atît pentru transmiterea momentelor active, din nodurile reale respectiv fictive, cît şi pentru calcularea în final a momentelor de la capătul barelor.

În mare, schema logică a programului de calculare a cadrelor multietajate are următorul mers :

1. Se ia ca moment de comparaţie (μ) jumătate din momentul celui mai dezechilibrat nod.

2. Se cercetează în ordinea numerotării toate nodurile reale şi se efectuează transmiteri asupra tuturor nodurilor la care diferenţa de moment m_x (în valoare absolută) este mai mare decît μ. Programul de transmitere dă posibilitatea de a recerceta nodurile nivelului superior care prin momentele de transmitere ar putea să depăşească valoarea μ. Variabila independentă pentru acest program este x.

3. După ce toate nodurile reale vor avea momente de transmis mai mici (în valoare absolută) decît μ, se trece la transmiterea momentelor din nodurile fictive. La acest program a fost convenabil de a alege ca variabilă independentă z.

4. Se micşorează momentul de comparaţie împărţindu-l la 2 şi se reiau operaţiile de la punctul 2 şi 3. Operaţiile alternante de micşorare a lui μ şi de transmiteri se repetă pînă se ajunge la gradul de precizie dorit.

5. Se calculează momentele la capătul barelor. Întrucît este avantajos ca simultan să se calculeze momentele la ambele capete ale aceleiaşi bare, calculul nu se face în ordinea de numerotare a acestora, ci variabilă independentă este considerat tot x.

Programul întocmit după prezenta schemă logică corespunde pentru calculatoare cu peste 500 operaţii pe secundă sau pentru cele cu registru index, indiferent de viteză. El are avantajul că, o dată întocmit, este valabil pentru orice tip de cadru etajat, indiferent de numărul nodurilor şi de felul cum sînt ele dispuse pe orizontală şi pe verticală. De asemenea, acest program ocupă un număr restrîns de adrese în memorie.

La maşini cu viteze mai mici, recomandăm ca programele de transmitere şi de calculare a momentelor de la capătul barelor să nu aibă caracter de subrutină, cum rezultă din schema logică alăturată, întrucît acestea trebuie iniţializate de cîte ori se apelează la ele, fapt ce încetineşte mult viteza de calcul. Este avantajos în asemenea cazuri de a avea pentru fiecare nod în parte programul propriu de transmitere. De altfel aceste programe, admiţînd un algoritm de formare, pot fi construite de maşină.

În acest caz însă este indicat ca şi programul de căutare a celor mai dezechilibrate noduri să nu fie un program ciclic ci unul liniar întocmit special. Cu aceste modificări, pentru un cadru de bloc de locuinţe p + 7, calculele într-o maşină cu 50 operaţii pe secundă durează cca 5 minute la o ipoteză de încărcare. Dezavantajul ce-l avem însă este că programul ocupă loc mai mult în memorie şi că trebuie ajustat pentru fiecare caz cînd se modifică schema cadrului. Este de preferat însă această soluţie faţă de încetinirea calculelor de-cca 3—4 ori.

În interesul unei expuneri cît mai simple, s-au considerat barele cu moment de inerţie constant. Putem avea însă şi bare cu moment de inerţie variabil, modificîndu-se în acest caz numai expresia coeficienţilor de transmitere, programul rămînînd neschimbat.

D. CONCLUZII

În urma folosirii la DSAPC-Banat, de cca doi ani, a maşinilor electronice cifrice la calculul cadrelor rectangulare, întrebuinţînd ca algoritm metoda „momentelor active", s-a ajuns la următoarele concluzii :

1) Furnizarea datelor de bază neconstituind nici o problemă pentru proiectanţi şi avantajele utilizării calculatoarelor fiind multiple, generalizarea calculului electronic la rezolvarea cadrelor s-a produs foarte rapid.

2) Avînd la dispoziţie un calculator cu memorie mică, metoda a permis acoperirea unei game destul de largi de cadre. Se pot calcula fără nici un artificiu scheletele pentru blocuri de locuinţe pînă la p + 8 niveluri servindu-ne de o memorie de 1 024 adrese.

3) Durata de rezolvare în maşină a unei ipoteze de încărcare fiind foarte scurtă, eventualele defecţiuni pe parcurs ale calculatorului nu rebutează calculele efectuate pînă atunci.

4) Algoritmul prezentat permite foarte uşor trecerea la calcularea deformaţiilor cadrelor, la calculul frecvenţei oscilaţiilor proprii, la luarea în considerare a tasărilor inegale sau la tratarea conlucrării structurii unei construcţii în cadre cu grinzile de fundaţii.

Bibliografie

[1] Aznavorian G. şi Agent R. : *Metode iterative pentru calculul cadrelor cu noduri deplasabile,* Rev. Constr. şi a Materialelor de Construcţii. nr. 3/1955.

[2] Mateescu Dan : *Construcţii metalice* Vol. II., Editura Institutului politehnic Timişoara, 1951.

[3] Mazilu P. : *Statica Construcţiilor* Vol. II., Editura Tehnică, 1959.

[4] Seşan A., Orlovschi N. : *Variante şi simplificări ale metodei distribuţiei momentelor,* Teoria şi Practica Construcţiilor, Iaşi, 1954.

Fundaţii pentru pompele instalaţiilor de încălzire centrală

Conf. ing. N. N. Drăghici

Fundaţia are rolul de a asigura stabilitatea maşinii şi de a amortiza, într-o anumită măsură, vibraţiile generate de funcţionarea ei.

Maşinile rotative mici, cum sînt în general electropompele folosite în instalaţiile de încălzire centrală şi apă caldă menajeră, nu necesită un calcul special (dinamic) al fundaţiei. La aceste maşini, a căror greutate ajunge rareori pînă la 600 kg, dimensiunile fundaţiei rezultate din calcul sînt totdeauna mai mici decît cele impuse de consideraţii practice constructive.

După amplasamentul fundaţiei există :

— fundaţii aşezate pe pardoseală
— fundaţii aşezate pe sol
— fundaţii aşezate pe planşeu.

În fiecare din aceste cazuri, montajul poate fi executat fără amortizare sau cu amortizare.

După condiţiile de funcţionare cerute (grad de silenţiozitate) şi în funcţie de turaţia pompei, amortizarea poate fi făcută cu : plăci de plută, plăci de pîslă gudronată, plăci de cauciuc, cu tampoane de cauciuc sau cu arcuri din oţel.

I. FORMA ŞI DIMENSIUNILE FUNDAŢIEI

Fundaţia trebuie să aibă o formă paralelipipedică. Talpa fundaţiei trebuie să fie plană, orizontală şi continuă. Nu este permisă fundaţia cu talpa în trepte sau în plan înclinat.

Lungimea A şi lăţimea B ale fundaţiei trebuie să întreacă cu 10—15 cm dimensiunile a şi b corespunzătoare ale plăcii de bază a electropompei (fig. 1). Astfel, la electropompe avînd o greutate $G < 100$ kg :

$$A = a + 10 \text{ cm}$$
$$B = b + 10 \text{ cm},$$

iar la cele avînd $G > 100$ kg:

$$A = a + 15 \text{ cm}$$
$$B = b + 15 \text{ cm}.$$

Dimensiunile a şi b ale plăcii de bază şi greutatea G se iau din cataloagele de pompe.

Pentru stabilitatea maşinii este suficient ca greutatea fundaţiei să fie egală cu greutatea electropompei.

Înălţimea H a fundaţiei rezultă în consecinţă din formula:

$$H = \frac{G}{A \cdot B \cdot \gamma},$$

unde γ este greutatea specifică a betonului folosit, iar A şi B sînt lungimea şi lăţimea fundaţiei, determinate ca mai sus.

La fundaţia aşezată pe pardoseală, în înălţimea H, se consideră inclusă şi grosimea pardoselii, dacă aceasta este turnată o dată cu fundaţia.

Înălţimea minimă a fundaţiei se ia de cel puţin:

$H_{\min} = 20$ cm, cînd $G < 100$ kg

$H_{\min} = 25$ cm, cînd $G = 100 \div 300$ kg

$H_{\min} = 30$ cm, cînd $G = 300 \div 600$ kg,

chiar dacă din formula de mai sus rezultă o valoare mai mică. Această înălţime minimă a fundaţiei rezultă din lungimea minimă de încastrare a buloanelor de ancorare.

Considerente locale de funcţionare sau de montaj (natura solului, vecinătatea altor fundaţii etc.) pot obliga la înălţimi H mai mari ale fundaţiei.

II. BULOANE DE ANCORARE

Diametrul şi numărul buloanelor de ancorare se dau în cataloagele de pompe.

Electropompele Lotru, Cerna, Criş, folosite în instalaţiile de încălzire centrală, sînt prevăzute cu patru buloane de ancorare.

Tipul uzual de bulon care se poate confecţiona pe şantier este arătat în figura 2.

Practic, buloane cu diametrul mai mic de 14 mm nu se întrebuinţează ca buloane de ancorare, deoarece acestea se deformează (alungesc) prin strîngere. Lungimea buloanelor de ancorare se stabileşte, plecîndu-se de la condiţia egalităţii rezistenţei bulonului la întindere cu rezistenţa la ancorare în betonul de fundaţie în care este fixat bulonul, rezultînd următoarele lungimi minime de încastrare, l, în funcţie de diametrul bulonului:

d (mm) =	14	16	18	22	24	27	30
l (mm) =	140	170	190	250	260	280	320.

Dimensiunile elementelor unei fundaţii de beton şi ale buloanelor respective, pentru gama de electropompe folosite în instalaţiile de încălzire centrală, sînt cuprinse în tabela 1.

Tabela 1

Greutatea electropompei G (kg)	Dimensiunile fundaţiei de beton			Dimensiunile buloanelor de ancorare	
	lungimea A (cm)	lăţimea B (cm)	înălţimea $H_{\min}$ (cm)	diametrul d (mm)	lungimea de ancorare l (mm)
$G < 100$	$a+10$	$b+10$	20	14	140
$G = 100 \div 300$	$a+15$	$b+15$	25	18	190
$G = 300 \div 600$	$a+15$	$b+15$	30	22	250

Pentru proiectarea şi executarea acestor fundaţii, se fac următoarele recomandări, în funcţie de amplasamentul fundaţiei:

1. Fundaţie aşezată pe pardoseală

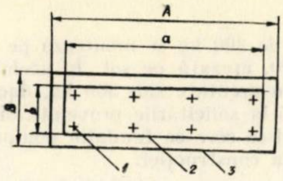


Fig. 1. Dimensiunile blocului de fundaţie (vedere în plan)
1 – bulon de ancorare; 2 – placa de bază a electropompei; 3 – fundaţie de beton

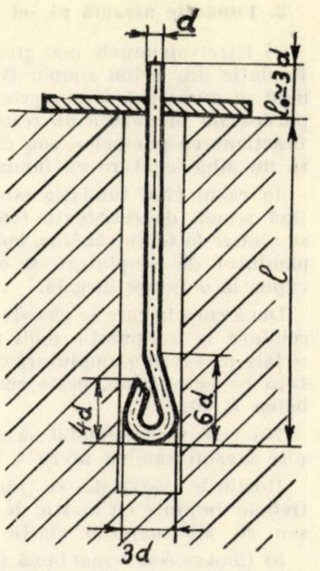


Fig. 2. Bulon de ancorare →

a) Electropompele, avînd o greutate pînă la 300 kg, se pot monta pe o fundaţie aşezată pe pardoseală, dacă aceasta este formată dintr-o placă de beton de 15–20 cm grosime, care rezistă la solicitările provenite din funcţionarea maşinii. În acest caz, peste pardoseală, se toarnă un postament din beton B 90, de 10–15 cm grosime, astfel ca grosimea totală a pardoselii şi cea a postamentului să fie cel puţin egală cu înălţimea minimă corespunzătoare (fig. 3). Montarea pompei direct pe pardoseală nu este recomandabilă, postamentul avînd rolul de a feri electromotorul de apa şi uleiul ce eventual se preling pe pardoseală.

b) Dacă, din motive tehnologice sau de confort, nu se admite transmiterea vibraţiilor la maşinile şi aparatajele vecine, atunci pompa se montează pe un bloc de fundaţie izolat de pardoseală printr-o placă de plută, cauciuc sau pîslă gudronată. Pentru aceasta se toarnă mai întîi pe pardoseală un postament de beton de 10 cm grosime, din beton B 90, apoi se pune placa amortizoare, izolată deasupra şi dedesubt cu carton asfaltat (spre a se evita umezirea plăcii amortizoare cu apa din beton). Deasupra plăcii se toarnă în continuare, din acelaşi beton, blocul de fundaţie în care se lasă găurile pentru buloanele de fixare a maşinii (fig. 4).

Placa amortizoare are o grosime de 3–6 cm, după greutatea maşinii şi gradul de amortizare cerut. Pentru a nu se degrada cu timpul, placa de plută se încinge cu o centură lată de oţel, ceva mai îngustă decît grosimea plăcii. Dacă se foloseşte o placă de cauciuc, este de preferat ca aceasta să aibă nervuri pe ambele feţe. O simplă placă plană, subţire, are o eficacitate redusă.

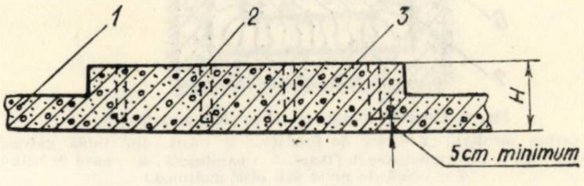
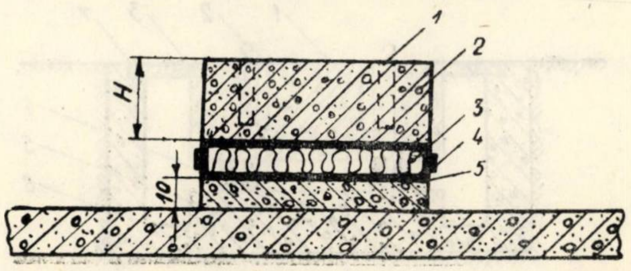


Fig. 3. Fundaţie pe pardoseală fără amortizare
1 – pardoseală; 2 – găuri pentru buloane; 3 – postament de beton

Fig. 4. Fundaţie pe pardoseală cu placă amortizoare
1 – găuri pentru buloane de fixare; 2 – bloc de fundaţie beton; 3 – placă amortizoare; 4 – centură de oţel; 5 – carton asfaltat



2. Fundaţie aşezată pe sol

a) Electropompele mai grele de 300 kg se montează pe o fundaţie din beton simplu B 90, aşezată pe sol. În acelaşi mod se montează şi pompele cu greutate sub 300 kg, dacă pardoseala prevăzută nu rezistă la solicitările provenite din funcţionarea pompelor, sau cînd se cere ca fundaţia pompei să nu aibă legătură cu fundaţia construcţiei.

În cazul cînd fundaţia este aşezată pe sol, trebuie să se ţină seamă de rezistenţa terenului. Săpătura se face pînă se ajunge la teren sănătos, îndepărtîndu-se pămîntul vegetal, pămîntul de umplutură şi orice pămînt afînat, care este expus la o tasare inegală.

Dacă cota la care se găseşte terenul sănătos pentru fundare conduce la o fundaţie mult mai înaltă decît cea necesară, se face mai întîi o umplutură cu nisip bine bătut sau o umplutură cu beton slab, peste care se toarnă apoi fundaţia din beton B 90.

Nu este recomandabil să se facă o fundaţie comună cu alte maşini sau cu aceea a clădirii.

Rosturile verticale ce rămîn după turnarea fundaţiei trebuie umplute cu mastic de bitum (fig. 5), cîlţi bituminaţi sau cu alt material elastic.

b) Cînd se cere o mai bună amortizare a vibraţiilor, fundaţia se izolează de sol turnînd-o într-o cuvă de beton căptuşită cu plăci de plută sau de pîslă gudronată, izolate de fundaţie şi de cuvă prin foi de carton asfaltat bine lipite cu asfalt topit, spre a feri pluta sau pîsla de infiltraţii de apă şi de apa din beton (fig. 6).

c) Dacă nu se admit nici un fel de vibraţii, atunci blocul de fundaţie se suspendă pe tampoane de cauciuc sau pe cutii cu arcuri. Pentru aceasta, se toarnă mai întîi o cuvă de beton în care se aşază amortizoarele, iar pe acestea se aşază blocul de fundaţie care este bine să fie armat (fig. 7). Forma şi dimensiunile cuvei trebuie să permită accesul uşor la amortizoare, pentru control şi eventuala schimbare a acestora.

La turnarea fundaţiei trebuie prevăzute locaşurile pentru buloanele de ancorare. În acest scop se folosesc dopuri din lemn cu secţiunea de 80×80 mm şi avînd o conicitate de 1/20. Dopurile se extrag din beton numai după 2—3 ore de la turnarea acestuia.

Buloanele de ancorare trebuie îngropate adînc, dar să rămînă la o distanţă minimă de 5 cm de la faţa inferioară a fundaţiei.

Turnarea betonului trebuie să se facă fără întrerupere.

De la turnarea betonului şi pînă la montarea maşinii trebuie să treacă 72 ore, iar pînă la punerea maşinii în funcţiune trebuie să treacă 10 pînă la 20 de zile, după durata de priză a cimentului folosit.

Maşina trebuie montată perfect orizontal, astfel ca centrul ei de greutate să se afle pe aceeaşi verticală cu centrul de greutate al fundaţiei.

3. Fundaţie aşezată pe planşeu

a) Electropompele pentru instalaţiile de încălzire centrală se pot monta pe planşeu, pe o fundaţie constînd dintr-o placă de beton armat pusă pe un strat amortizor de plută, pîslă sau cauciuc (fig. 8).

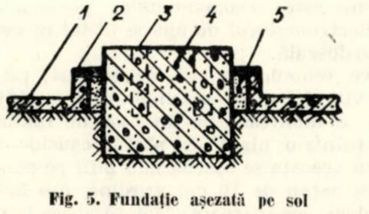


Fig. 5. Fundaţie aşezată pe sol
1 — pardoseală; 2 — şapă mastic bituminos; 3 — găuri pentru buloane; 4 — bloc de fundaţie; 5 — rost umplut cu cîlţi bituminaţi

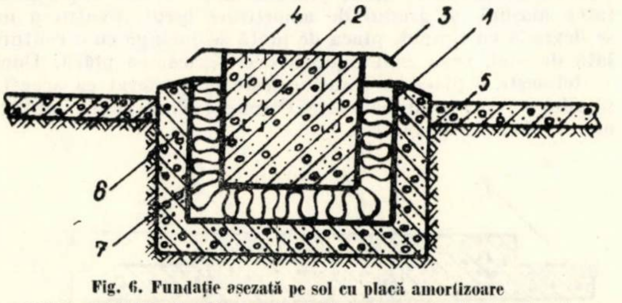
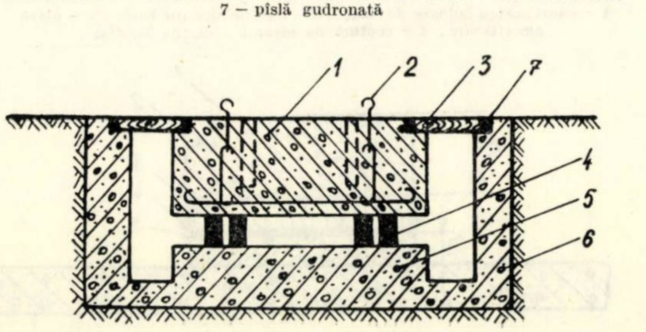


Fig. 6. Fundaţie aşezată pe sol cu placă amortizoare
1 — carton asfaltat; 2 — bloc de fundaţie; 3 — şorţ din tablă galvanizată; 4 — găuri pentru buloane de fixare; 5 — pardoseală; 6 — cuvă de beton; 7 — placă de plută sau pîslă gudronată

Fig. 7. Fundaţie din beton armat pe tampoane de cauciuc
1 — fundaţie din beton armat; 2 — cîrlige pentru ridicare; 3 — scîndură de acoperire; 4 — tampoane din cauciuc; 5 — postament; 6 — cuvă din beton; 7 — pîslă gudronată



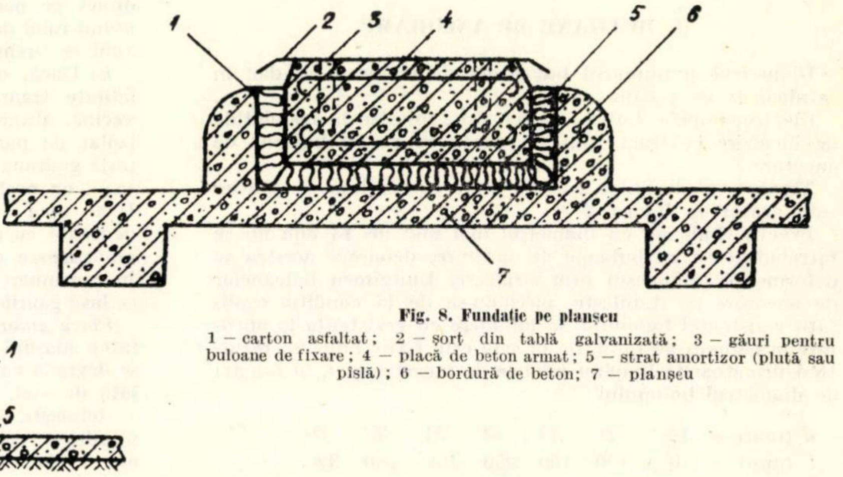
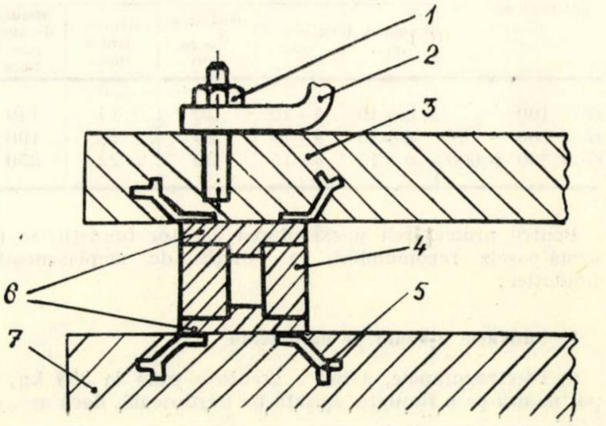


Fig. 8. Fundaţie pe planşeu
1 — carton asfaltat; 2 — şorţ din tablă galvanizată; 3 — găuri pentru buloane de fixare; 4 — placă de beton armat; 5 — strat amortizor (plută sau pîslă); 6 — bordură de beton; 7 — planşeu

Fig. 9. Amortizoare cu tampoane din cauciuc pe placa din beton armat
1 — buloane de fixare; 2 — placă de bază a maşinii; 3 — placă din beton armat; 4 — tampoane din cauciuc; 5 — praznuri; 6 — plăci metalice pentru fixare; 7 — planşeu sau pardoseală



În acest caz, planșeul trebuie să susțină greutatea proprie a electropompei cu o majorare de 25% pentru sarcina dinamică, precum și greutatea plăcii de beton armat, care constituie fundația mașinii. Pentru a nu încărca prea mult planșeul, se recomandă ca greutatea plăcii de fundație să aibă o greutate aproximativ egală cu a mașinii, ceea ce este suficient pentru stabilitate și amortizare.

Pentru armare se folosește oțel-beton de 6—8 mm diametru. Se recomandă armarea cu două rețele : una superioară și alta inferioară, așezate la 2,5—3 cm de la fețele plăcii și avînd ochiuri pătrate, cu latura de 15 cm.

Stratul amortizor trebuie să îmbrace placa de fundație și lateral de jur împrejur. Apoi se toarnă o bordură de beton, care formează o cutie ce împiedică deplasarea mașinii din locul fixat și imobilizează stratul izolator. Pătrunderea apei sau a uleiului la stratul izolator nu este admisă și, în consecință, trebuie prevăzute măsuri de protecție în acest scop (un șorț de tablă etc.).

b) Dacă motorul electric are dimensiuni mari, apare pericolul intrării în rezonanță a planșeului, ceea ce poate produce fisuri și chiar distrugerea elementelor construcției. În asemenea cazuri, este indicat să se monteze mașina pe tampoane de cauciuc (fig. 9).

Tampoanele de cauciuc folosite ca amortizoare au forma unui cilindru gol în interior. Raportul între înălțimea tamponului h și diametrul lui exterior D este $\frac{h}{D} = 0{,}5 \div 1$, după elasticitatea cauciucului folosit și după intensitatea vibrațiilor. La mașini cu vibrații mici, raportul dimensiunilor tamponului poate fi $h/D = 0{,}25$. Dacă se folosește un cauciuc cu elasticitate mare, tampoanele pot fi încărcate cu o sarcină de 3—6 kgf/cm^2 de secțiune orizontală netă, iar cînd cauciucul este mai rigid, încărcarea tampoanelor se ia de $4 \div 12$ kgf/cm^2.

Pentru a nu transmite vibrații planșeului, între placa postament și planșeu nu trebuie să existe o legătură metalică. În acest scop, tamponul este montat între două plăci metalice prevăzute cu ghidaje, iar aceste plăci se fixează prin praznuri de o parte în planșeu, iar de cealaltă, în placa postament.

c) Spre a evita încărcarea planșeului cu greutatea plăcii de beton armat (destinată a asigura stabilitatea mașinii, care din cauza vibrațiilor s-ar putea ridica de pe tampoane), se poate folosi montajul din figura 10. În acest caz fixarea mașinii de planșeu se face cu ajutorul unor rame de oțel profilat. Între mașină și ramele de oțel U nu există contact metalic direct. Pentru aceasta se folosesc cîte două tampoane de fiecare bulon de ancorare. Tampoanele se montează între două plăci metalice în formă de farfurie, iar acestea se prind cu cîteva puncte de sudură de rama profilului.

d) Un sistem și mai eficace de amortizare a trepidațiilor constă în folosirea unor amortizoare cu arc, așezate sub fiecare punct de sprijin al mașinii (fig. 11). Un astfel de amortizor constă dintr-un arc spiral, montat precomprimat într-o cutie al cărei capac este fixat prin intermediul unor tampoane de cauciuc, cu care se reglează presiunea arcului și se imobilizează în poziția necesară. Cutia amortizorului se așază pe o placă de plută, cauciuc sau pîslă gudronată, iar placa amortizoare se așază pe un postament de beton de 10 cm grosime, care o ferește de uleiul și umezeala de pe pardoseală. După montare, amortizoarele cu arc trebuie reglate astfel încît în timpul funcționării mașina să nu aibă mișcări de balansare. Apariția unor astfel de mișcări, inadmisibile, arată că unele cutii au arcul prea strîns, iar altele prea slab. Cînd toate arcurile sînt corect strînse, nu se mai transmit vibrații la postamentul cutiei, ceea ce se poate constata cu un vibrometru sau chiar cu mîna. Controlul și reglarea cutiilor cu arcuri trebuie făcută periodic la intervale de cîteva luni.

III. ALEGEREA SISTEMULUI DE AMORTIZARE

Coeficientul de transmitere a vibrațiilor prin materialul folosit ca amortizor depinde de proprietățile mecanice ale acestui material și de turația pompei.

Experiențele arată că la turații mici ($n \leqslant 1\,000$ rot/min) pluta prezintă pericolul de a intra în rezonanță, deci de a amplifica vibrațiile în loc să le amortizeze, și în consecință nu trebuie folosită.

La turații mari, plăcile de plută sau cauciuc asigură o amortizare satisfăcătoare pentru locuințe, clădiri administrative și sociale etc.

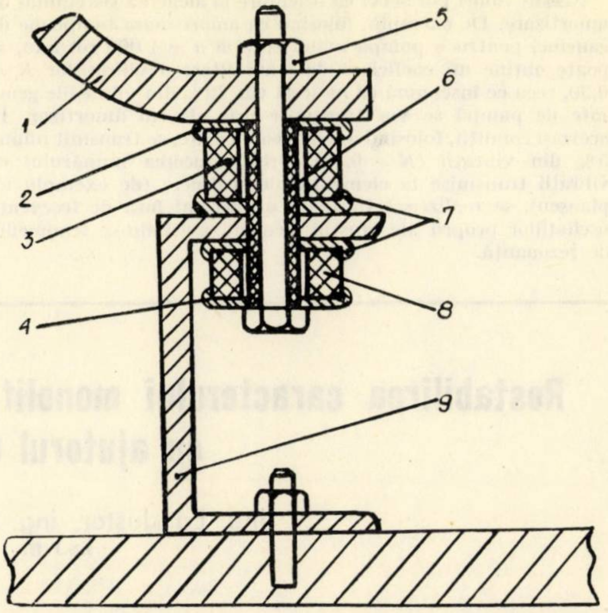


Fig.10. Amortizoare cu tampoane de cauciuc pe fundație cu ramă de oțel „U"
1 — placa de bază a mașinii ; 2 — farfurie de tablă ; 3 — tampon de cauciuc ; 4 — farfurie de tablă ; 5 — bulon de fixare ; 6 — manșon (teacă) din cauciuc ; 7 — farfurii de tablă sudate de ramă ; 8 — tampon de cauciuc ; 9 — ramă de oțel „U"

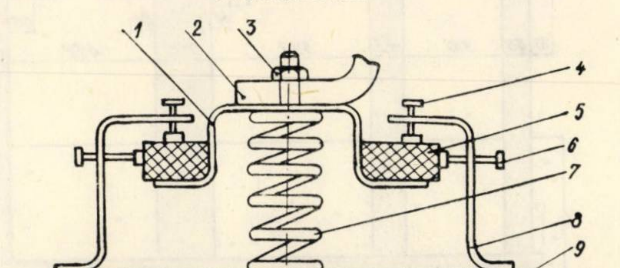
Dacă pompa este așezată în vecinătatea unor încăperi servind pentru laboratoare, săli de operație, aparate de măsură, săli de lectură etc., se vor folosi amortizoare (tampoane) din cauciuc sau amortizoare cu arc. Acestea din urmă asigură o amortizare foarte bună și la turații mici, dar sînt mai scumpe decît cele cu tampoane de cauciuc.

Cu titlu informativ se indică în tabela 2 valorile medii ale coeficientului K de transmitere a vibrațiilor, pentru materialele utilizate ca amortizoare.

Tabela 2

Material amortizor / (rot/min)	Placă de plută de 2—3 cm grosime	Placă de cauciuc nervurată cu duritate de 60—70 Schore	Tampoane de cauciuc cu duritate de 50—70 Schore	Arcuri helicoidale cilindrice din oțel
1 000	—	0,60	0,30	0,05
1 500	0,60	0,40	0,15	0,03
2 000	0,50	0,25	0,10	0,02
3 000	0,25	0,10	0,05	0,01

Fig. 11. Amortizoare cu arc
1 — capacul cutiei cu arc ; 2 — placa de bază a mașinii ; 3 — bulonul de fixare a mașinii ; 4 — șurub de reglare a presiunii arcului ; 5 — tampon de cauciuc ; 6 — șurub de reglare a poziției ; 7 — arc ; 8 — cutia amortizorului cu arc ; 9 — placă de plută amortizoare ; 10 — postament de beton ; 11 — planșeu sau pardoseală



Aceste valori pot servi ca orientare la alegerea sistemului de amortizare. De exemplu, folosind ca amortizoare tampoane de cauciuc, pentru o pompă avînd turația $n = 1\ 000$ rot/min, se poate obține un coeficient de transmitere a vibrațiilor $K = 0{,}30$, ceea ce înseamnă că în acest caz 30 % din vibrațiile generate de pompă se vor transmite prin stratul amortizor. În aceleași condiții, folosind amortizoare cu arc, se transmit numai 5 % din vibrații ($K = 0{,}05$). Prin reducerea numărului de vibrații transmise la elementul de susținere (de exemplu un planșeu), se realizează totodată un decalaj față de frecvența oscilațiilor proprii ale acestui element, evitîndu-se fenomenul de rezonanță.

Bibliografie

[1] A.S.H.V.E. : *Air Conditioning, Heating and Ventilation Guide.* New-York, The Industrial Press, 1957.

[2] Brenner R. N. : *Montarea instalațiilor de încălzire, de alimentare cu căldură, cu gaze și de ventilație* (trad. din l. rusă) București, Edit. tehnică 1953.

[3] Buzdugan Gh., Hamburger R. și Wermescher V. : *Fundații de mașini.* București, Editura tehnică, 1958.

[4] Hamburger R., Buzdugan Gh. : *Teoria vibrațiilor și aplicațiile ei în construcția de mașini.* București, Editura tehnică, 1958.

[5] Vladzievski P. A., Iakobson O. M. : *Montarea, exploatarea și repararea mașinilor* (trad. l. rusă — IDT 1946).

[6] Voicu V. : *Instalații de ventilație și de condiționarea aerului.* București, Editura tehnică, 1959.

Restabilirea caracterului monolit al unor fundații de turbogeneratoare cu ajutorul rășinilor sintetice

Ing. Ed. Juster, ing. Livia Petcov, ing. V. Hîncu
I.S.P.H. I.S.P.E.

La fundațiile a două turbogeneratoare de 50 MW ale unei termocentrale s-a constatat, în timpul montajului turbinei, apariția de fisuri.

Fundațiile executate din beton armat sînt compuse (fig. 1) dintr-un radier suportînd patru cadre transversale, legate în sens longitudinal cu ajutorul a două grinzi masive.

Fisurile au apărut în deschiderea centrală a grinzilor (fig. 1), în imediata apropiere a stîlpului. Cauza apariției acestor fisuri, avînd un caracter complex, nu este ușor de stabilit. Este probabil că ea trebuie căutată în dezvoltarea unor eforturi de întindere, provocate de contracția betonului, cumulată cu efectul unor variații de temperatură.

Pentru închiderea fisurilor, respectiv pentru restabilirea caracterului monolit al fundației s-au analizat mai multe soluții (manșonarea grinzii cu un inel de beton armat, injectarea grinzii cu lapte de ciment, utilizarea rășinilor sintetice etc.), ajungîndu-se la concluzia că soluția cea mai simplă și mai rapid executabilă — care prezintă totodată un grad de siguranță mai mare ca al celorlalte soluții — o constituia utilizarea unor rășini sintetice.

Alegerea s-a oprit asupra rășinilor epoxidice, care au căpătat în ultimul timp, în domeniul construcțiilor, o extindere deosebită pe plan mondial ([1], [2], [3], [4]).

În perioada actuală, utilizarea lor se impune adesea ca singura soluție tehnică posibilă, datorită caracteristicilor lor superioare, ca : rezistențe mecanice mari, rezistență bună la uzură și șoc, adezivitate deosebită, în special față de beton, impermeabilitate la apă, rezistență la substanțe chimice, întărire lipsită de contracții etc.

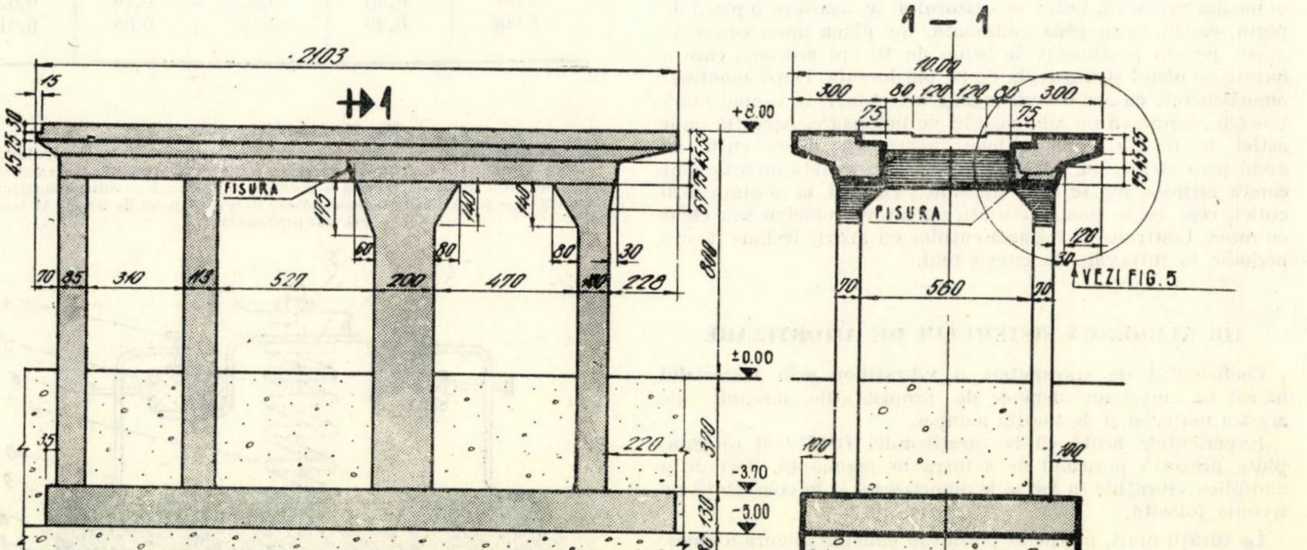
Prețul ridicat împiedică însă aplicarea lor pe o scară mai largă.

★

Rășinile epoxidice se produc în diverse tipuri și poartă denumiri comerciale care diferă în funcție de țara care le produce. În țara noastră ele se fabrică sub denumirea de „Dinox".

Din punct de vedere al structurii chimice, rășinile epoxidice sînt polimeri liniari, care la capetele catenelor au grupări epoxi reactive ($\mathrm{CH_2}\underset{\diagdown\mathrm{O}\diagup}{\overline{\qquad}}\mathrm{CH}-$), iar de-a lungul catenelor au amplasate, la intervale regulate, grupe hidroxilice. O serie

Fig. 1. Vedere laterală și secțiune transversală a fundației cu indicarea poziției fisurii



de compuși chimici ca: aminele, amidele și anhidridele, produc reticularizarea spațială a rășinilor epoxidice cu formarea de punți transversale, avînd ca rezultat trecerea lor din stare termoplastică în stare termodură, devenind insolubile și infuzibile. Ele se întăresc, atît la cald (la temperaturi de 100°...180°C), cît și la temperatura obișnuită (circa 20°C), cele din a doua categorie fiind singure interesante pentru sectorul de construcții.

Caracteristicile rășinilor epoxidice se pot modifica prin adaosuri de dizolvanți, plastifianți și materiale de umplutură. Ele se utilizează sub formă de lacuri, adezivi și lianți în mortare și betoane.

Pentru indicarea soluției de reparare a fundațiilor fisurate, în laboratoarele Institutului de studii și proiectări hidroenergetice — I.S.P.H. — din București s-au cercetat două tipuri de rășini epoxidice:

— Dinox 040, produs al fabricii „Getica" — București;

— Colma-injection, produs al firmei „Kaspar-Winkler & Co." — Elveția.

CARACTERISTICILE ADEZIVULUI ȘI MORTARULUI PE BAZĂ DE RĂȘINĂ EPOXIDICĂ DINOX 040

Rășina epoxidică Dinox 040 (utilizată la efectuarea studiilor) a avut vîscozitatea de circa 20 000 poise și echivalentul epoxi circa 0,40.

Cercetările s-au efectuat pe:

a) adeziv epoxidic Dinox 040

b) mortar epoxidic Dinox 040.

CARACTERISTICILE FIZICO-MECANICE ALE ADEZIVULUI

EPOXIDIC DINOX 0.40

TABELA 1

NUMĂRUL COMPOZIȚIEI	COMPOZIȚIA ADEZIVULUI: RĂȘINA DINOX 040 gr.	DIBUTIL FTALAT gr.	ETILEN-DIAMINA cm³	MODUL DE ELASTICITATE kg/cm²	REZISTENȚA: COMPRESIUNE kg/cm²	INTINDERE kg/cm²	SOC TIP DYNSTAT kg.f.cm/cm²	OBSERVAȚII
1	95	5	7	41 950	767,00	13,3	—	
2	92	8	7	40 850	869,96	10,4	0,927	
3	90	10	7	42 880	1075,4	29,2	1,675	
4	90	10	6,5	41 650	1182,9	46,1	1,500	
5	88	12	7	39 237	1022,06	35,5	1,012	
6	88	12	7,5	41 262	1079,10	37,2	1,851	
7	85	15	7	42 562	1040,80	103,8	4,916	
8	85	15	7,5	35 341	979,56	62,7	5,336	Compoziție necorespunzătoare moale, cu porțiuni albicioase
9	83	17	7,5	25 550	698,3	130,6	5,073	Compoziție nelucrabilă cu întărire rapidă și casantă
10	80	20	7,5	15 780	459,10	88,6	14,700	

a) La prepararea adezivului epoxidic s-a utilizat rășină epoxidică Dinox 040, dibutilftalat (plastifiant) și etilendiamină (întăritor). Prin varierea componenților s-au obținut compoziții cu caracteristici diferite.

În tabela 1 sînt date caracteristicile fizico-mecanice pentru 10 compoziții de adeziv epoxidic la vîrsta de 28 zile (valorile reprezintă media pe trei probe de încercare).

Analizînd aceste rezultate se constată:

— o tendință de scădere a rezistenței la compresiune și a modulului de elasticitate, la cantități relativ mari de plastifiant;

— o tendință de creștere a rezistenței la întindere și la șoc, la cantități relativ mari de plastifiant.

La încercările de aderență (efectuate prin flexiune pe epruvete prismatice) dintre mortarul de ciment vechi (uscat) și adezivul epoxidic (compoziția 7 din tabela 1), ruptura s-a produs în mortarul de ciment (fig. 2).

b) Prin combinarea lianților pe bază de rășini epoxidice, cu materiale de umplutură (agregate) ia naștere un material de construcție (polimer beton) care are proprietăți superioare materialelor tradiționale. În acest mortar, rolul liantului mineral îl au rășinile epoxidice.

Cercetările s-au efectuat pe două compoziții de mortar (compoziția liantului fiind cea notată cu 3, respectiv 7, în tabela 1 și ca agregat utilizîndu-se nisip) cu raportul liant/nisip: 1/5. Pînă la efectuarea încercărilor, epruvetele au fost păstrate la temperatura și umiditatea camerei.

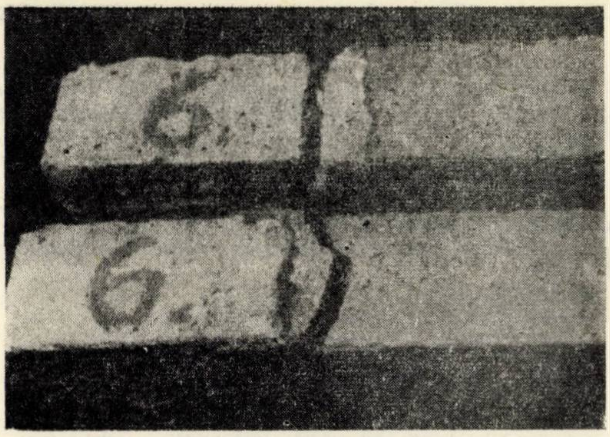


Fig. 2. Încercarea de aderență pe prismă de mortar 4 × 4 × 16 cm lipită cu adeziv epoxidic Dinox 040

Caracteristicile principale ale mortarelor epoxidice, încercate la vîrsta de 28 de zile, au fost următoarele:

— rezistența la tracțiune: 112 kg/cm²;

— rezistența la încovoiere: 276 kg/cm²; după 28 zile imersie în apă a scăzut cu circa 17%;

— rezistența la compresiune: 700 kg/cm²; la 50°C a scăzut cu 50—70%; iar la 80°C cu 67—87% (scăderea este direct proporțională cu cantitatea de plastifiant);

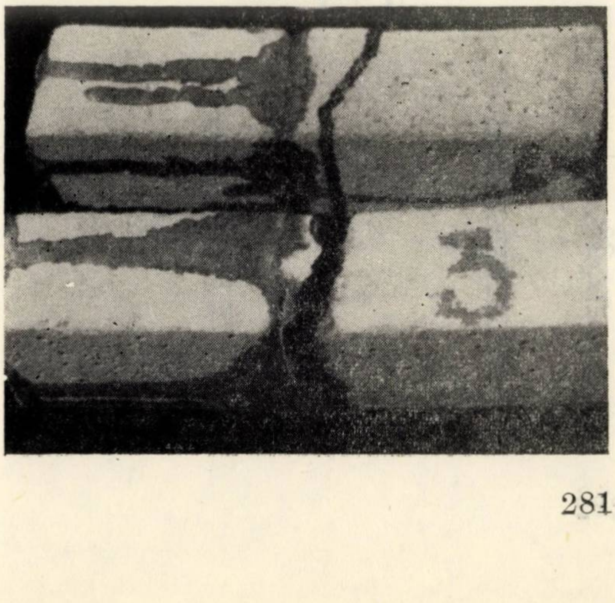
— aderența pe mortarul de ciment vechi (uscat) foarte bună (la efectuarea încercărilor ruptura s-a produs întotdeauna în mortarul de ciment);

— întărire fără pierdere de greutate;

— după 25 cicluri îmbătrînire accelerată *) rezistența la compresiune și încovoiere a crescut cu 2—4%, respectiv 5—7%;

— după 365 cicluri, îmbătrînirea atmosferică**), rezistența la compresiune, încovoiere și tracțiune a scăzut cu 3%, 9—12%, respectiv 4%.

Caracteristicile satisfăcătoare, atît în ceea ce privește rezistențele mecanice, cît și îmbătrînirea lentă, au arătat că adezivul și mortarul pe bază de rășină epoxidică Dinox 040 convin scopului propus.

Fig. 3. Încercare de aderență pe prismă de mortar 4 × 4 × 16 cm lipită cu Colma-Injection


---

*) Un ciclu: — 4 ore raze ultraviolete și infraroșii + 4 ore duș apă + 16 ore temperatură cameră; — 4 ore îngheț (la −20°C) + 4 ore dezgheț în apă (la +20°C) + 16 ore temperatură cameră; — 24 ore în atmosferă (în lunile august și septembrie inclusiv).

**) Un ciclu: — 8 ore atmosferă + 16 ore în apă la temperatura camerei.

CARACTERISTICILE RĂŞINII EPOXIDICE DE INJECTARE COLMA-INJECTION

Valorile caracteristicilor fizico-mecanice ale acestei răşini, atît în stare fluidă, cît şi întărită, au fost furnizate de către firma producătoare.

Răşina fluidă :

— vîscozitate la 20°C : 80—110 cts (centistokes) ;

— timp de formare a gelului la 20°C : minimum —3 min, maximum la alegere ;

— nu conţine elemente de fluidizare, avînd o polimerizare de 100 %.

Răşina întărită :

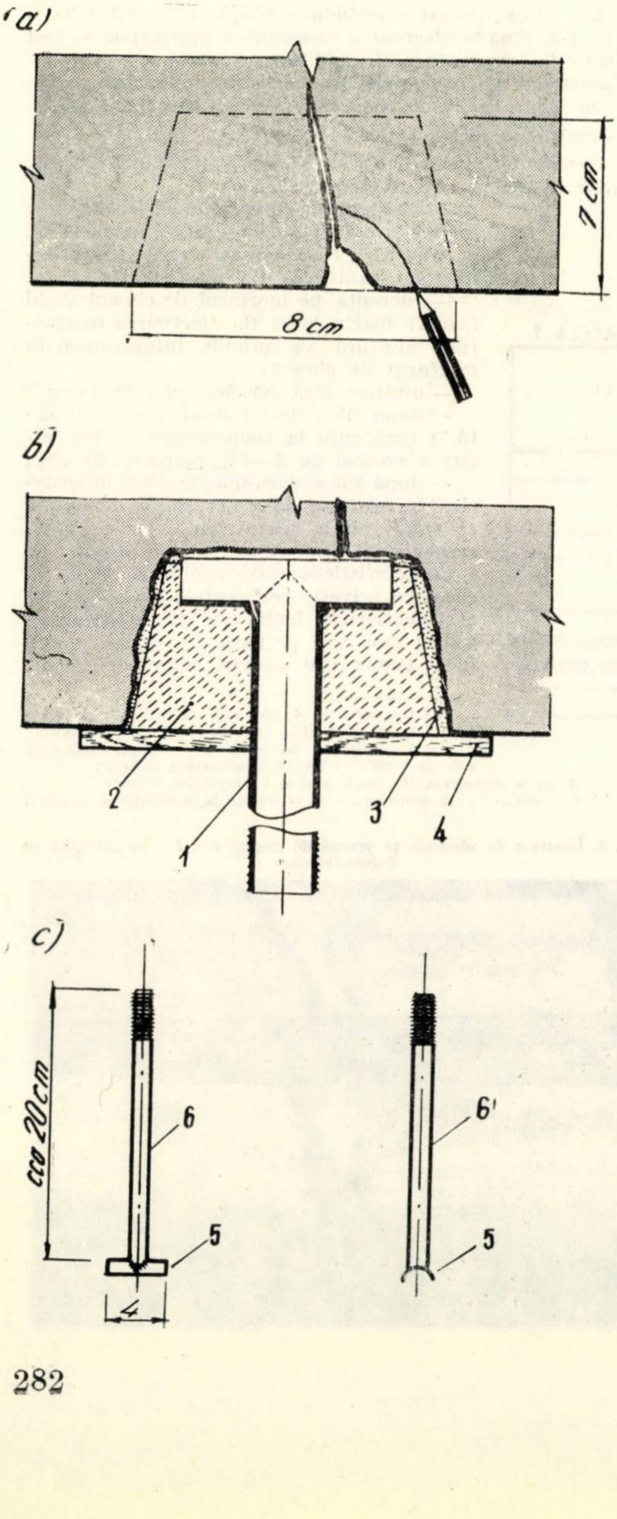
— rezistenţă la tracţiune : 620 kg/cm² ;

— rezistenţă la încovoiere : 950—1 000 kg/cm² ;

Fig. 4. Executarea cordonului de rezistenţă

a) cioplirea betonului ; b) cordonul din mortar epoxidic cu ştuţul de injectare ; c) ştuţul de injectare ;

1 — ştuţul de injectare ; 2 — mortarul epoxidic ; 3 — amorsajul ; 4 — cofrajul de lemn ; 5 — reper *b* ; 6 — reper *a*



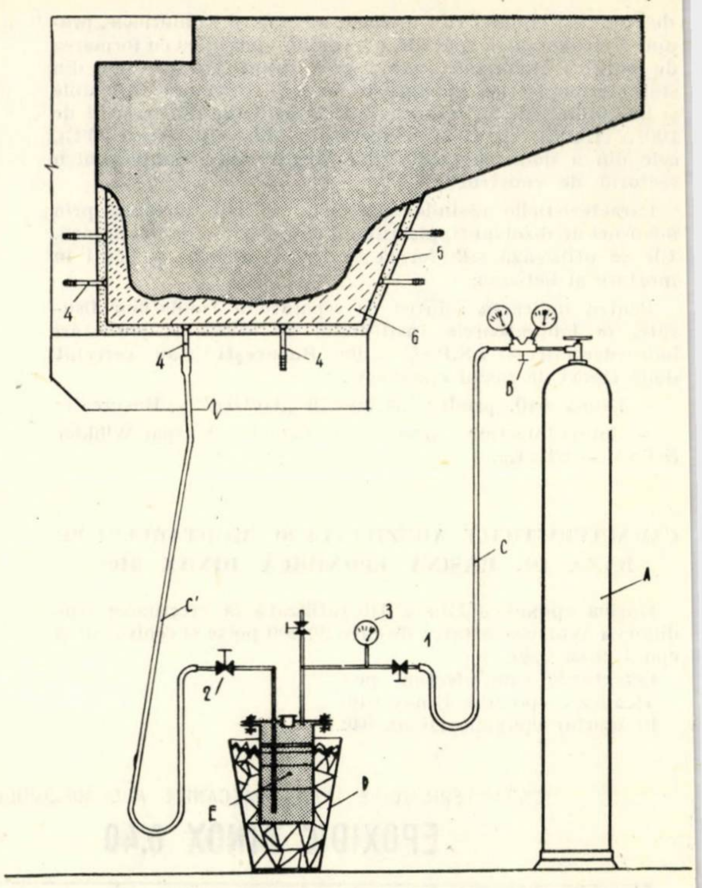


Fig. 5. Instalaţia de injectare

A — butelie de aer comprimat ; B — reductor de presiune ; C şi C' — furtun de presiune din cauciuc ; D — vas de amestec refrigerent ; E — vas cu răşină de injectat ; 1 şi 2 — robinete ; 3 — manometru ; 4 — ştuţ de injectare ; 5 — cordon de mortar epoxidic ; 6 — zonă injectată

— rezistenţă la compresiune : circa 1 500 kg/cm² ;

— modul de elasticitate : 50 000 kg/cm² ;

— densitate : 1,2.

Răşina Colma-Injection se utilizează — datorită vîscozităţii ei foarte reduse — pentru injectarea fisurilor umede şi uscate. În laboratoarele I.S.P.H. s-au efectuat încercări de aderenţă pe mortarul de ciment uscat şi ud, lipindu-se două piese de mortar cu Colma-Injection. În toate cazurile, ruptura s-a făcut în mortar şi nu în lipitură (fig. 3).

★

Avînd în vedere rezultatele cercetărilor efectuate în cadrul I.S.P.H. şi indicaţiile din literatura tehnică de specialitate, privind caracteristicile răşinilor epoxidice şi utilizarea lor la repararea betoanelor fisurate, specialiştii I.S.P.H. şi I.S.P.E. au ajuns la concluzia că este indicat ca reparaţia fundaţiilor turbogeneratoarelor să se efectueze cu ambele răşini epoxidice, Dinox 040 şi Colma-Injection.

EXECUTAREA REPARAŢIEI

Lucrările de reparaţii s-au efectuat în două faze principale :

A — Executarea de-a lungul fisurilor a unui cordon din mortar pe bază de răşină epoxidică Dinox 040.

B — Injectarea fisurilor cu răşină epoxidică Colma-Injection.

A. În prima fază a lucrărilor, neputîndu-se stabili adîncimea fisurilor (deşi s-au făcut o serie de încercări în acest scop cu aparatura ultrasonică), s-a hotărît efectuarea de-a lungul fisurilor a unor şanţuri cu deschiderea de 8 cm şi adîncimea de 7 cm (fig. 4 a), care să fie umplute cu mortar epoxidic, urmărindu-se prin aceasta un dublu scop :

— obținerea unui cordon de rezistență; în cazul că fisura nu ar fi depășit în profunzime adîncimea șanțului (7 cm), reparația ar fi constat în aceasta;

— obținerea unui cordon etanș, care să închidă comunicarea fisurii cu mediul înconjurător, pentru a se putea executa injectarea rășinii epoxidice în spatele cordonului pe toată deschiderea fisurii;

Lucrările de execuție a cordonului au cuprins mai multe operații:

— executarea șanțurilor în beton;

— pregătirea stratului suport;

— fixarea ștuțurilor de injectare și umplerea șanțurilor cu mortar epoxidic.

În timpul execuției șanțului, pentru siguranța urmăririi fisurii (spre a nu se colmata cu praf și a deveni invizibilă), cioplirea s-a făcut în prima fază pe o singură parte a fisurii, apoi pe a doua parte. În acest fel, bucățile de beton se dislocau numai pînă la fisură, scoțînd-o în evidență.

În scopul obținerii unei aderențe corespunzătoare a adezivului și mortarului epoxidic pe beton, suprafața betonului din șanț a fost periată cu peria de sîrmă și suflată, la presiunea de 4 atm. cu aer comprimat îmbuteliat, pentru îndepărtarea elementelor neaderente. Inițial s-a încercat utilizarea aerului comprimat produs de un compresor mobil, dar constatîndu-se că aerul conținea ulei, s-a renunțat la acest sistem.

Pentru siguranța aderenței dintre mortarul epoxidic și betonul de ciment, pe suprafața betonului din șanț s-a efectuat, prin pensulare, un amorsaj într-un strat (fig. 4 b), cu adeziv epoxidic Dinox 040 (cu compoziția 7 din tabela 1).

În prima parte a execuției lucrării, după aplicare, amorsajul s-a lăsat timp de 8—20 de ore să se întărească. Ulterior, s-a constatat că este mai indicat ca aplicarea mortarului epoxidic să se efectueze înainte de întărirea stratului amorsant *).

Ștuțurile de injectare au avut forma și dimensiunile din figura 4 c. Prin așezarea reperului *b* transversal pe fisură, s-a asigurat comunicația tubului (reper *a*) cu fisura, mai ales în porțiunile unde aceasta a fost invizibilă cu ochiul liber.

La capătul exterior, tuburile au fost închise cu bușoane filetate. Ele s-au fixat cu mortar epoxidic pe talpa și părțile laterale ale grinzilor la distanță de circa 30 cm unul de altul, în general în locurile de unde s-au scos carote. Menționăm că suprafața betonului ocupată de reperul *b* nu a fost amorsată cu adeziv epoxidic, pentru a nu se închide comunicarea cu fisura.

Șanțurile s-au umplut apoi cu mortar epoxidic, prin matare în cofraje din lemn bachelitizat și tratat superficial cu soluție de parafină (fig. 4 b). Mortarul epoxidic s-a confecționat cu nisip de rîu 0—3 mm (raport liant/nisip = 1/5). Liantul a avut compoziția 7 din tabela 1.

B. După întărirea mortarului epoxidic, s-a introdus, prin ștuțuri, aer comprimat la presiunea de 5 atm și s-a constatat că, în general, aerul circulă prin fisuri în spatele cordonului din mortar epoxidic, cu diferite debite, în funcție de dimensiunile fisurilor.

Injectarea rășinii epoxidice Colma-Injection s-a executat cu instalația din figura 5 compusă din: butelie de aer comprimat *A*, reductor de presiune *B*, furtun de cauciuc rezistent la presiune *C* și *C'*, vas cu amestec refrigerent *D* și vas de presiune pentru rășină *E*. Vasul *E*, cu o capacitate de 4 l, cromat în interior, este compus din vasul propriu-zis și accesoriile sale. Vasul *D* a fost confecționat pentru a rezista la presiunea de 15 atm. Instalația a funcționat pe principiul sifonului. Racordarea la ștuțuri s-a făcut prin intermediul furtunului de presiune *C'*.

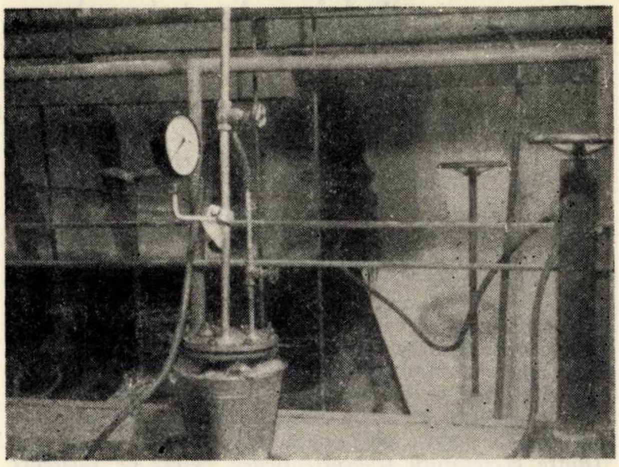


Fig. 6. Vedere a instalației de injectare

Injectarea fisurilor s-a făcut cu rășină epoxidică Colma-Injection cu următoarea compoziție (aleasă astfel încît întărirea să se facă în circa 1 oră):

— Colma-Injection	100 gr
— accelerator	2 gr
— întăritor	5 gr.

Operația de injectare s-a efectuat în felul următor: aerul reglat la presiunea de 6—7 atm, cu ajutorul regulatorului de presiune *B*, a fost introdus în vasul *E* care conținea rășina. După introducerea aerului în vas, s-a închis robinetul *1* și s-a deschis robinetul *2*. Prin presarea aerului din vas asupra rășinii, aceasta a fost introdusă în fisură prin intermediul furtunului *C'* și a ștuțului 4 fixat în grindă. Pătrunderea rășinii în fisură a fost urmărită cu ajutorul manometrului *3*. Cînd presiunea a ascăzut la 4—5 atm s-a introdus din nou aer prin deschiderea robinetului *1*.

Rășina s-a injectat începînd cu ștuțurile inferioare și terminînd cu cele superioare. În timpul injectării, ștuțul superior celui de injectare s-a lăsat deschis pentru evacuarea aerului, al cărui volum a fost înlocuit cu rășina, oprindu-se injectarea în momentul în care rășina a început să curgă prin ștuțul superior. Atunci ștuțul injectat a fost închis și s-a făcut racordul la cel superior, repetînd operația descrisă. În figura 6 se vede aparatura în timpul execuției.

După umplerea completă a fisurilor cu rășină Colma-Injection, toate ștuțurile s-au astupat cu bușoane. După întărirea rășinii, ștuțurile au fost retezate pînă la fața grinzii, apoi grinda a fost tencuită.

În toate cazurile, atît rășina Dinox 040, cît și Colma-Injection au fost păstrate în amestec refrigerent (gheață + Cl Na) pe toată durata preparării și aplicării, pentru a se încetini reacția de întărire și a se evita solidificarea în vas.

Verificările făcute ulterior au arătat că reparația efectuată a dus la restabilirea continuității grinzilor fundațiilor; amplitudinile vibrațiilor fundațiilor — în timpul funcționării turbogeneratoarelor — s-au situat sub limita admisibilă.

Bibliografie

[1] Wakeman C. M., Stover H. E., Blye E. N.: *Glue for Concrete Repair* — In „Materials Research Standards" — februarie 1962 — nr. 2 — pag. 93—98.

[2] Caron C.: *Injections de résines organiques dans les fines fissures du beton* — In „Construction" — aprilie 1964 — pag. 403—307.

[3] * * *: *Reported by ACI Committee 403 — Guide for Use of Epoxy Compounds with concrete* — În „Journal of the American Concrete Institute" — septembrie 1962 — nr. 9 pag. 1121—1142.

[4] Gorgol V., Kadecka S., Posejpal M: *Injectarea fisurilor cu ajutorul rășinilor epoxidice, în construcțiile de beton armat.* In „Stavby" 1963 — nr. 11 pag. 608—609.

---

*) Observație făcută pe șantier de tehn. Zaharia Drinovan din I.S.P.H

Asupra metodelor de determinare a rezistenţei (mărcii) cimenturilor *)

Ing. I. Ionescu, ing. Maria Enculescu
I.P.C.M.C.

1. SCURT ISTORIC

În anul 1900, la primul Congres al societăţii internaţionale a materialelor de construcţii, care a avut loc la Paris, s-a pus problema unificării metodelor pentru efectuarea încercărilor mecanice ale cimenturilor, avînd-se în vedere faptul că cimentul se foloseşte în toate ţările, aproape în acelaşi mod, şi faptul că circa 70—80% din producţia mondială de ciment se foloseşte la prepararea betonului.

Însă specialiştii de la începutul secolului s-au divizat în două grupe, conduse de francezi şi germani.

Dintre cercetătorii francezi, Renée Feret, Le Chatelier, Candlot erau partizanii determinării rezistenţei cimenturilor, folosind un mortar normal, denumit „plastic", adică uşor de pus în forme, confecţionat cu un nisip standard cu granulometrie relativ întinsă.

Renée Feret a făcut studii ample şi a fixat granulometria, (compoziţia) nisipului — propus a fi folosit ca nisip normal — (nisipul de Leucate) a cărui granulozitate era cuprinsă între 0,5 şi 2,0 mm, precum şi proporţia de apă adecvată la mortar 1 : 3 (1 parte ciment la 3 părţi nisip), raport a/c = 0,45.

Specialiştii germani au fost adepţii determinării rezistenţei cimentului, folosind mortarul vîrtos (de consistenţă aşazisă a pămîntului umed) şi cu granulaţia nisipului standard (normal) foarte restrînsă.

Părerile specialiştilor francezi au fost însuşite de către anglo-saxoni, iar cele ale specialiştilor germani au fost însuşite de specialiştii din celelalte ţări [7].

Analizînd această problemă, după 65 de ani, se constată că specialiştii francezi aveau dreptate preconizînd ca, pentru determinarea rezistenţei cimentului, să fie folosit, ca mortar normal, mortarul plastic, care, deşi urma să fie compactat manual în tipare (întrucît la acea dată nu se cunoştea procedeul vibrării), era mai aproape de condiţiile de utilizare a cimenturilor. În consecinţă, mortarul plastic este mai reprezentativ în practică decît mortarul vîrtos preconizat de specialiştii germani, însă specialiştii germani considerau ca foarte importantă mecanizarea compactării mortarului vîrtos în tipare şi ca atare eliminarea factorului personal.

În timp, s-au făcut numeroase studii în cadrul institutţiilor de specialitate din Franţa, Germania şi din alte ţări, în scopul unificării procedeelor pentru determinarea şi verificarea rezistenţei cimenturilor. Dintre acestea, menţionăm încercările efectuate de Pret şi Vironnaud, pentru compactarea mecanică a epruvetelor prismatice şi cilindrice, de Lambert şi Chessevent, asupra mortarelor cu nisip măcinat la fineţea cimentului etc.

În vederea determinării rezistenţei cimentului, în Germania s-au făcut, de asemenea, numeroase studii şi s-au elaborat numeroase norme naţionale care au avut în vedere : granulozitatea nisipului standard folosit, raportul apă/ciment, tipul epruvetelor (cuburi 7,07 × 7,07 × 7,07 sau 5×5×5, prisme 4×4×16 cm) şi metoda de compactare (DIN-1164; DIN 1165 şi DIN 1166). Toate acestea sînt de altfel şi astăzi în vigoare în R.F.G. şi R.D.G. şi, fiind însuşite de mai multe ţări, stau la baza normelor pentru determinarea şi verificarea rezistenţei cimenturilor din aceste ţări, cu modificări neesenţiale.

Ca şi în Franţa, specialiştii germani au urmărit acelaşi scop, de a stabili şi a determina calitatea cimentului după o normă cît mai apropiată de normele internaţionale în vigoare [9].

Trebuie de asemenea menţionate lucrările Comitetului de încercări al CEMBUREAU şi în special lucrările lui R. Dutron, care a avut un rol de seamă în comitetul mixt de legătură RILEM-CEMBUREAU, creat în 1952, şi care a stabilit metoda de încercare a cimentului, cunoscută sub denumirea de metoda RILEM-CEMBUREAU.

Comitetul CEMBUREAU a făcut încercări ample asupra a numeroase mortare, cu diferite nisipuri normale cu granulozitatea reprezentată în figura 1 a şi rapoarte a/c diferite, unde :

— pentru mortarul M_1 s-a folosit nisip P_1 şi raport a/c = = 0,48 ;

— pentru mortarul M_2 s-a folosit nisip P_2 şi raport a/c = = 0,52 ;

— pentru mortarul M_3 s-a folosit nisip elveţian P_3 şi raport a/c = 0,44 ;

— pentru mortarul M_4 s-a folosit nisip elveţian P_4 şi raport a/c = 0,40 şi

— M_5 = mortar american cu nisip P_5.

Pe baza analizei rezultatelor încercărilor efectuate, grupa de lucru a „International Standard Organization", analizînd şi diversele consideraţii şi sugestii privind condiţiile pe care trebuie să le satisfacă un nisip standard normal, necesar la determinarea rezistenţei cimenturilor, cît şi pentru a defini cernerea, şi ţinînd seamă de necesitatea livrării nisipului în trei fracţiuni de aceeaşi greutate, a adoptat curba granulometrică notată în figura 1 a cu indicativul I.S.O. [7].

În privinţa naturii rezistenţei, care se determină pe epruvetele standard, s-a constatat (pe baza statisticilor efectuate în intervalul 1960—1962) că din 35 ţări, care produc circa 90% din producţia mondială de ciment, 34 ţări iau ca bază, pentru stabilirea calităţii cimenturilor, rezistenţa la compresiune; în 19 ţări, care produc circa 63% din producţia mondială de ciment, se determină obligatoriu şi rezistenţa la tracţiune. În 13 ţări, care produc circa 36% din producţia mondială de ciment, se determină obligatoriu rezistenţa la compresiune şi încovoiere ; într-o singură ţară se determină rezistenţa la compresiune, tracţiune şi încovoiere (Republica Populară Bulgaria); numai în Irlanda se determină obligatoriu rezistenţa la tracţiune, iar în Austria se determină obligatoriu numai rezistenţa la compresiune.

Sînt cunoscute eforturile depuse de diverşi specialişti în vederea obţinerii unei rezistenţe standard a cimenturilor, care să fie în concordanţă cu rezistenţa unui beton preparat din acelaşi ciment şi cu o compoziţie obişnuită, atît în primele zile, cît şi la termenele ulterioare de încercare. Îndeplinirea acestei condiţii permite determinarea aproximativă, prin calcul, a rezistenţei la compresiune a betonului, în funcţie de raportul apă/ciment şi de rezistenţa standard a cimentului, şi obţinerea de date preliminare pentru compararea rezistenţei betoanelor cu diferite cimenturi şi rapoarte a/c, la proiectarea şi execuţia diverselor lucrări de construcţii, uşurînd alegerea mărcilor betoanelor şi a variantelor optime ([5]; [9]; [11]).

În general, rezistenţa cimentului la tracţiune se determină pe epruvete în opt, rezistenţa la încovoiere pe epruvete prismatice 4×4×16 cm, iar rezistenţa la compresiune se determină cel mai frecvent pe cuburi cu latura de 7,07 cm, şi anume la verificarea a circa 40% din producţia mondială de ciment [9].

Cuburile cu latura de 5 cm şi jumătăţile de prisme (4×4×16 cm) se folosesc aproximativ în egală măsură pentru verificarea rezistenţei la compresiune a circa 50% din producţia mondială de ciment (tabela 1).

În prezent, toate ţările verifică rezistenţa la compresiune a cimentului pe epruvete din mortar standard normal; numai în Marea Britanie s-a introdus din 1958, pe lîngă verificarea rezistenţei pe mortare normale, şi un procedeu de verificare pe beton — B.S. 12—1958 (metoda 2).

2. COMPARAREA METODELOR DE DETERMINARE A REZISTENŢEI CIMENTURILOR

Metodele de determinare a rezistenţei cimenturilor diferă mult de la o ţară la alta (pe baza datelor statistice existente la finele anului 1963). Astfel :

---

*) Comunicare prezentată la sesiunea ştiinţifică a cadrelor didactice din Institutul politehnic Timişoara — martie 1966.

— În 29 de țări raportul ciment : nisip în greutate, la prepararea mortarelor normale, este de 1 : 3, în patru țări, de 1 : 2,75, iar într-o singură țară, Japonia, de 1 : 2. În 23 țări se folosește drept nisip standard nisipul monofracționar, în cinci țări, nisipul bifracționar și în șase țări, nisipul trifracționar.

— Raportul a/c variază de la 0,31 la 0,65 (tabela 1).

— Pentru compactarea mortarelor normale vîrtoase se folosesc aparatele cu ciocane Martens-Böhme sau Klebe-Tetmayer, masa de șoc sau mesele vibratoare. Mortarele plastice și foarte plastice se compactează pe masa de șoc sau manual.

În ce privește prescripțiile tehnice pentru verificarea calității cimentului, se constată că cinci prescripții tehnice, cu modificări mai mult sau mai puțin importante, în 1962 stăteau la baza prescripțiilor naționale din 30 țări, care produceau aproximativ 80 % din producția mondială de ciment [9]. Dintre acestea, normele americane ASTM C 109/58 erau aplicate în patru țări, cu o cotă 18,8 % din producția mondială de ciment, normele engleze B. S. 12/58 erau aplicate în șapte țări, cu o cotă de 15,4 % din producția mondială, normele germane DIN 1164/932 — mortare vîrtoase — se aplicau în zece țări, cu o cotă de 26,2 % din producția mondială, DIN 1164/1942 — mortare plastice — în cinci țări, cu o cotă de 12,9 % din producția mondială ; metoda I.S.O. Tc/74 (RILEM-CEMBUREAU), în patru țări, cu o cotă de 3,5 %, fiind în curs de însușire în mai multe țări europene, dintre care Franța, Belgia, R.D.G., Republica Socialistă România, R.P.U. etc.

Diversele prescripții, după care se determina rezistența cimentului pe mortare plastice în 1962, se aplicau în 13 țări cu o cotă de circa 49 % din producția mondială de ciment. Prescripțiile pentru determinarea rezistenței cimentului pe mortare semivîrtoase se aplicau în șapte țări, cu o cotă de 15,4 % din producția mondială, iar cele pentru determinarea rezistenței cimentului pe mortare vîrtoase se aplicau în 10 țări cu o cotă de 20,2 % din producția mondială. În tabela 2 s-au centralizat succint datele de bază din principalele șase prescripții tehnice privitor la prepararea mortarelor pe care se determină rezistența cimenturilor ([1], [9], [11]).

Începînd cu anul 1963, mai multe țări au trecut, sau fac pregătiri pentru a trece în viitorul apropiat, la metode care prevăd determinarea rezistenței cimenturilor pe mortare plastice sau semivîrtoase, ceea ce duce la scăderea accentuată a cotei procentuale din producția mondială de ciment, pentru care proprietățile se determină încă pe mortare vîrtoase. În acest sens, menționăm că, începînd cu data de 1.I.1966, în U.R.S.S. (stat care produce peste 15 % din producția mondială de ciment), proprietățile de rezistență ale cimenturilor vor fi determinate pe mortare semivîrtoase, conform GOST 310/1960.

Tabela 1

Date statistice 1962 [9] asupra metodologiei de confecționare a mortarelor normale pentru determinarea rezistenței cimenturilor la compresiune

Nr. crt.	Tara sau țările care aplică metoda	Cota din producția mondială de ciment (%) 1961	Forma epruvetelor		Nr. fracțiunilor de nisip normal folosite	Raportul nisip : ciment în greutate folosit	Raportul a/c folosit	Consistența mortarului	Observații
			Cuburi cu latura (cm)	prisme cu latura (cm)					
1	R.P.B., R.S.C., Italia, Olanda, Republica Socialistă România, Turcia și U.R.S.S.	24,6	7,07	—	1	1 : 3	0,32	vîrtos	De la 1.I.1966 în U.R.S.S. rezistența se determină pe mortare semivîrtoase, epruvete de 4×4×16 cm, cu rap. a/c = 0,40
2	Argentina	0,8	7,07	—	1	1 : 3	0,31—0,38	vîrtos	
3	Danemarca	0,5	7,07	—	1	1 : 3	0,32—0,36	vîrtos	
4	Anglia și R. Sud Africană	5,0	7,07	—	1	1 : 3	0,40	vîrtos	
5	Franța	4,6	5,00	—	3	1 : 3	0,44	vîrtos	
6	R.S.F. Jugoslavia	0,7	—	4×4×16	1	1 : 3	0,44	semivîrtos	
7	Elveția	1,1	—	4×4×16	3	1 : 3	0,44	vîrtos	
8	Norvegia, Portugalia, Suedia și Spania	3,5	—	4×4×16	3	1 : 3	0,50	plastic	
9	Canada, Mexic, S.U.A. și Venezuela	18,8	5,08	—	1	1 : 2,75	0,52	plastic	
10	Finlanda	0,4	—	4×4×16	2	1 : 3	0,56	plastic	
11	Austria, R.D.G., R.F.G. și Polonia	12,5	—	4×4×16	2	1 : 3	0,60	plastic	
12	Japonia	7,2	—	4×4×16	1	1 : 2	0,65	plastic	

Tabela 2

Datele de bază asupra preparării mortarelor normale pentru determinarea rezistenței cimenturilor, conform prescripțiilor tehnice cu largă aplicație în practică

Prescripția tehnică	DIN 1164/1932	DIN 1164/1942	B.S. 12/1958	ASTMC 109/58	RILEM-CEM	GOST 310/960
Țara sau organizația care a elaborat	Germania	Germania	Anglia	S.U.A.	RILEM-CEM.	U.R.S.S.
Nr. fracțiunilor din nisipul standard normal folosit	1	2	1	1	3	1
Limitele maxime și minime ale nisipului standard normal folosit, (mm)	0,74–1,39	0–1,25	0,60–0,85	0,15–0,59	0,08–2,00	0,50–0,85
Raportul ciment : nisip folosit. În greutate	1 : 3	1 : 3	1 : 3	1 : 2,75	1 : 3	1 : 3
Raportul a/c	0,32	0,60	0,40	0,52	0,50	0,40
Consistența	vîrtos	plastic	vîrtos	plastic	plastic	semivîrtos
Împrăștiere conf. DIN 1164/42 (cm)	10	19	10	15	16	11–12
Modul de preparare a amestecului de mortar normal	manual și în malaxor Steinbruch-Schmeltzer*)	manual și în malaxor Steinbruch-Schmeltzer *)	manual	manual și în malaxor cu amestec forțat **) $_{3}$	manual și în malaxor cu aemstec forțat **)	manual și în malaxor Steinbruch-Schmeltzer
Tipul de epruvete folosit pentru determinarea rezistenței la compresiune	cuburi 7,07 × 7,07 × 7,07 cm	jumătăți prisme 4 × 4 × 16 cm***)	cuburi 7,07 × 7,07 × 7,07 cm	cuburi 5,08 × 5,08 × × 5,08 cm	jumătăți prisme 4 × 4 × 16 cm***)	jumătăți prisme 4 × 4 × 16 cm***)
Modul de compactare a epruvetelor	prin batere cu ap. cu ciocane	prin batere manual cu maiul	prin vibrare pe masă vibratoare	prin batere manual cu maiul	prin aplicare de șoc cu masa de șoc y)	prin vibrare pe masa vibratoare
Modul de păstrare a epruvetelor din mortar normal în intervalul confecționare-încercare și temp. în camera de încercare (°C)	24 ore în aer cu umiditate 100 %, apoi imersate în apă la temperaturi de : 15–20	18–21	18,9 ± 1,1	23 ± 1,7	20 ± 2	20 ± 2
Viteza de încercare la compresiune, (kg/cm² și s)	20	15–20	5	z	10–20j)	20 ± 5

*) Malaxorul Steinbruch-Schmeltzer se folosește în Germania începînd din 1902. Se efectuează mai întîi amestecul manual al nisipului și cimentului uscat, apoi amestecarea cu apă, după care se face amestecul în malaxor.

**) Malaxorul cu amestec forțat (fig. 1 b) a fost pus la punct după anul 1950.

***) Prismele sînt încercate mai întîi la încovoiere pentru determinarea rezistenței mortarului normal la întindere din încovoiere, iar jumătățile se încearcă la compresiune.

y) – Masa de șoc – fig. 1 c – a fost pusă la punct după anul 1950.

z) – Viteza presei se reglează astfel ca sarcina de rupere să se obțină în funcție de rezistența mortarului în timp de 20–80 secunde

j) – Viteza presei se reglează astfel ca sarcina de rupere să se obțină în funcție de rezistența mortarului în timp de minimum 10 secunde.

3. CERCETĂRI EFECTUATE ÎN REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA

Problema unificării metodelor de încercare a cimenturilor şi, o dată cu aceasta, trecerea la o metodă care să apropie modul de determinare a rezistenţei cimentului de modul de determinare a rezistenţei betonului preocupă specialiştii din ţările socialiste începînd cu anul 1960, cînd s-au întreprins în mai multe ţări cercetări sistematice în această direcţie [12]. În Republica Socialistă România, cercetările au început în anii 1963 — 1964, în cadrul Sectorului de cercetări pentru materiale de construcţii al I.P.C.M.C. şi au inclus studii asupra metodelor care prevăd folosirea nisipurilor monofracţionare şi trifracţionare la confecţionarea mortarelor normale semivîrtoase sau plastice.

Programul de lucru întocmit pe această bază a cuprins în principal următoarele :

— analiza exploatărilor şi zăcămintelor de nisip din Republica Socialisă România, care pot livra nisip de calitate corespunzătoare producerii nisipului normal trifracţionar sau monofracţionar ;

— obţinerea de probe din exploatările curente şi analiza acestora ;

— selecţionarea exploatărilor care corespund în cea mai mare măsură condiţiilor de calitate impuse pentru producerea nisipului trifracţionar sau monofracţionar, pe bază de încercări de laborator [5] ;

— încercări comparative cu nisipul trifracţionar şi nisipul monofracţionar din Republica Socialistă România pregătite în laborator, prin comparaţie cu nisipul monofracţionar 0,50—0,85 mm din U.R.S.S. şi nisipul trifracţionar din R.S.C. [3] ;

— stabilirea tehnologiei şi producerea de loturi semiindustriale de nisip trifracţionar în Republica Socialistă România [6] ;

— încercarea nisipurilor trifracţionare pregătite în laborator, în comparaţie cu nisipul trifracţionar, produs în loturi, semiindustrial ;

— încercări pe mortare plastice, folosind nisipurile enumerate mai sus, cu diverse cimenturi, în vederea stabilirii mărcilor cimenturilor fabricate curent în Republica Socialistă România, în condiţiile noii metode, şi a standardizării acestora.

3.1. Analiza exploatărilor din Republica Socialistă România care pot produce nisip de calitate corespunzătoare nisipului trifracţionar

Pe baza datelor obţinute de la instituţiile şi întreprinderile de specialitate, a rezultat că nisip cuarţos de calitatea cerută (cu granulozitate între 0,08—2 mm conţinut de SiO_2 peste 97—98 %) se poate obţine din următoarele zăcăminte :

— Bajura Hudeşti — reg. Suceava
— Vălenii de Munte — reg. Ploieşti
— Ruginoasa — Brăneşti — raion Făget — reg. Banat
— Glatna — raion Făget — reg. Banat
— Făgetul Ierii — raion Turda — reg. Cluj.

În urma cercetărilor şi verificărilor efectuate, au rezultat următoarele :

— Zăcămîntul Bajura — Hudeşti, nefiind exploatat curent, nu poate asigura nisip în următorii 3—5 ani.

— Zăcămintele de la Vălenii de Munte, deşi corespund condiţiilor privind compoziţia chimică şi mineralogică, datorită conţinutului ridicat de cuarţ, nu pot asigura decît fracţiunea 0,08—0,15 mm, deoarece granulozitatea nisipului din acest zăcămînt este cuprinsă între 0,05—0,40 mm (aceasta, deoarece partea sub 0,08 mm nu este admisă la producţia nisipului trifracţionar, iar fracţiunea 0,15—0,40 mm nu corespunde sortului uzual 0,15—0,50 mm).

— Zăcămintele de la Brăneşti — Ruginoasa şi Glatna — raionul Lugoj, exploatate de către IREM — Lugoj, au conţinut de cuarţ ridicat şi în procent satisfăcător, fracţiunile granulometrice cerute (între 0,15—2,0 mm) putînd să asigure producţia nisipului trifracţionar de calitate corespunzătoare. Fracţiunea 0,08—0,15 mm se găseşte însă, în aceste zăcăminte, în cantitate foarte redusă şi conţine un procent de cuarţ redus (93—94 %). Urmează ca această fracţiune să se procure fie din nisipul cuarţos flotat, livrat de I.E.P.M.M. — Vălenii de Munte, fie prin măcinare din fracţiunea 0,15—0,50 mm (excedentară în zăcămînt), ţinînd seamă de faptul că încercările efectuate în ambele variante au condus la obţinerea de rezistenţe mecanice practic egale pe mortare plastice [5].

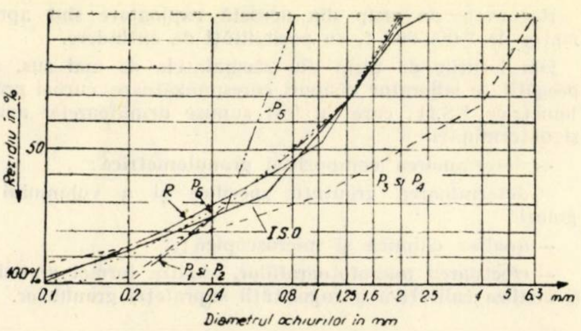


Fig. 1 a. Diverse nisipuri cuarţoase studiate în Franţa, S.U.A. şi Elveţia pentru a fi folosite ca nisipuri normale - standard — la determinarea rezistenţei cimenturilor pe mortare plastice

Rezervele totale de nisip cuarţos la exploatările IREM depăşesc 17 000 000 t. Astfel, producţia nisipului trifracţionar poate fi asigurată pe un timp practic nelimitat.

— Zăcămîntul de la Făgetul Ierii poate asigura, în condiţii de calitate corespunzătoare, fracţiunile 0,15—2,0 mm (în baza încercărilor făcute la I.P.C.M.C.), însă, şi la acest zăcămînt, fracţionarea 0,08—0,15 mm se găseşte în cantitate redusă (circa 6—7 %) şi cu un conţinut scăzut de cuarţ ceea ce implică de asemenea obţinerea acestei fracţiuni prin măcinare sau din zăcămîntul de la Văleni.

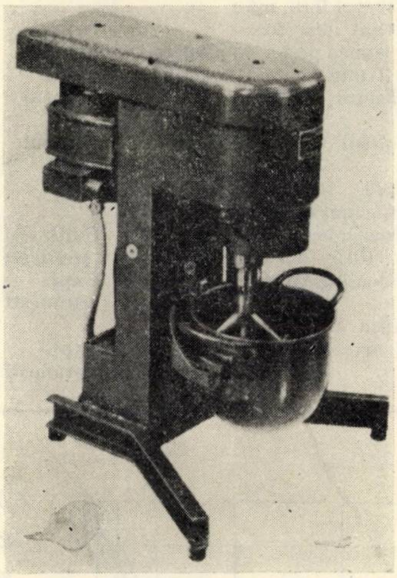
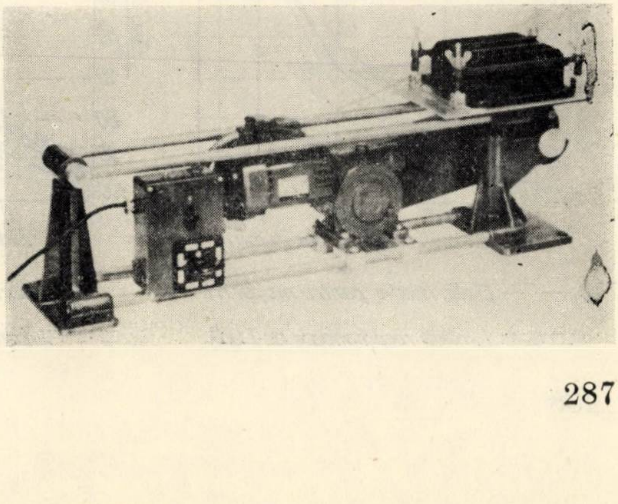


Fig. 1 b. Malaxor cu paiete I.S.O.Tc-74

Fig. 1 c. Masa de scuturare I.S.O.-Tc-74



Rezervele de nisip din această exploatare sînt aproximativ de 8 000 000 t, cu posibilităţi de extindere.

Din loturile de nisip din zăcămintele de mai sus, s-au pregătit în laborator nisipuri corespunzătoare curbei granulometrice I.S.O., care au fost supuse următoarelor analize şi determinări :

— determinarea compoziţiei granulometrice ;

— determinarea greutăţii specifice şi a volumului de goluri ;

— analiza chimică şi microscopică ;

— efectuarea microfotografiilor, analiza formei granulelor şi analiza calitativă a rugozităţii suprafeţei granulelor.

3.2. Determinarea compoziţiei granulometrice

Rezultatele verificării compoziţiei granulometrice a nisipurilor obţinute în laborator sînt reprezentate grafic în figurile 2—3 [5]. Modul alcătuirii celor şase nisipuri este redat în tabela 3.

Din analiza lor se constată că cinci nisipuri (N1 ÷ N5) se situează aproximativ în domeniul optim de granulaţie I.S.O.

Tabela 3

Provenienţa fracţiunilor nisipurilor reţinute pentru studiu

Indicativul nisipului	Fracţiunea			
	0,088—0,5	0,15—0,5	0,5—1,0	1,0—2,0
N 1	Făgetul Ierii, măcinat din fracţiunea peste 2 mm	Făgetul Ierii	Făgetul Ierii	Făgetul Ierii
N 2	Făgetul Ierii,	Făgetul Ierii	Făgetul Ierii	Făgetul Ierii
N 3	Vălenii de Munte	Făgetul Ierii	Făgetul Ierii	Făgetul Ierii
N 4	Expl. Brăneşti măcinat din fracţiunea 0,15—0,5	Expl. Brăneşti	Expl. Brăneşti	Expl. Brăneşti
N 5	Vălenii de Munte	Expl. Brăneşti	Expl. Brăneşti	Expl. Brăneşti
N 6	Lipsă fracţiunea foarte fină	Expl. Brăneşti	Expl. Brăneşti	Expl. Brăneşti

Tabela

Greutăţi specifice şi volumul de goluri ale nisipurilor folosite în studiu

Indicativul nisipului	Greutatea materialului cuarţos (g/cm³)	Greutatea specifică a nisipului (g/cm³)		Volumul de goluri în %	
		în stare afînată	în stare îndesată	în stare afînată	în stare îndesată
N_1	2,72	1,52	1,76	35,5	27,0
N_2	2,76	1,51	1,76	33,2	26,0
N_3	2,72	1,51	1,77	35,5	25,5
N_4	2,72	1,55	1,80	35,8	26,1
N_5	2,71	1,57	1,83	36,0	26,2
N_6	2,73	1,53	1,74	41,0	31,0

Nisipul N6 nu] se situează în domeniul optim I.S.O., deoarece la pregătirea acestuia s-au folosit numai fracţiunile 0,15—2,0 mm, obţinute din zăcămîntul Brăneşti-Ruginoasa.

Determinarea greutăţii specifice şi a volumului de goluri s-a efectuat conform STAS 4606/1962.

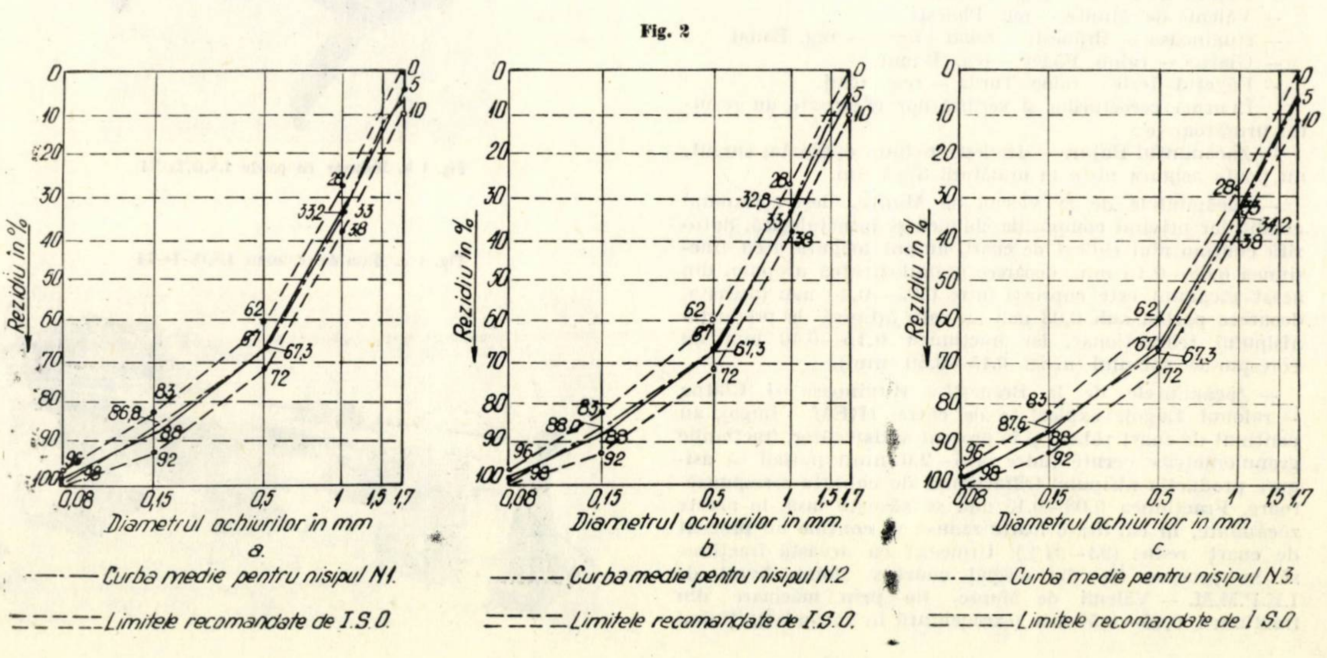
Din rezultatele obţinute şi notate în tabela 4 se constată că nisipurile analizate corespund din punct de vedere al greutăţii specifice şi ca volum de goluri.

3.3. Analiza chimică şi mineralogică a nisipurilor pregătite în laborator a arătat următoarele :

— nisipurile, livrate de IREM — Lugoj, din zăcămintele Brăneşti şi Glatna, şi de întreprinderea ,,Salina'' — Ocna Mureş din zăcămîntul de la Făgetul Ierii îndeplinesc aproximativ aceleaşi condiţii în ceea ce priveşte conţinutul de SiO_2 — cuarţ — pentru fracţiunile 0,15—2,0 mm (pentru fracţiunile 0,15—2,0 mm, conţinutul de SiO_2 este cuprins între 98,8—99,3) ;

— pentru fracţiunea fină 0,088—0,5 mm, s-a realizat un conţinut de SiO_2 de minimum 98,5%, în cazul cînd această fracţiune s-a obţinut prin măcinarea fracţiunii de 0,15—0,50 mm (N.1 F.1 + N.1. REM-Lugoj) ;

Fig. 2



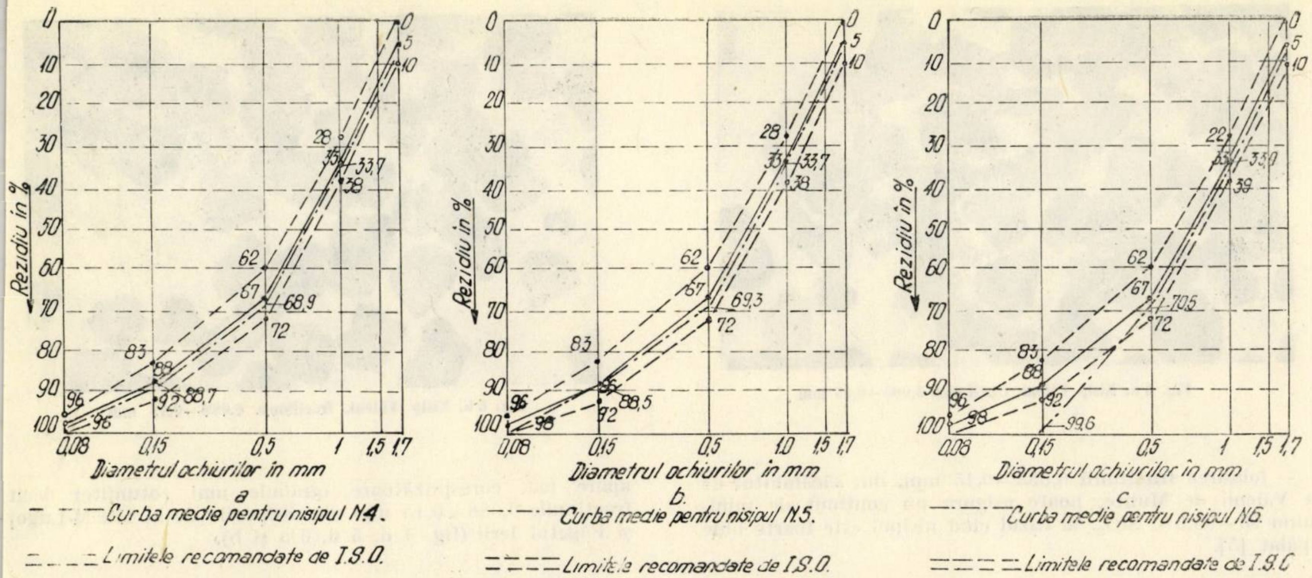


Fig. 3

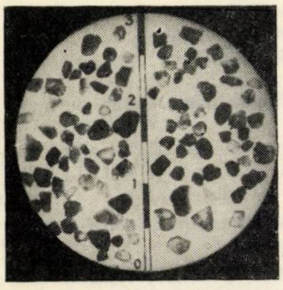


Fig. 4 a. Nisip Brănești-Ruginoasa I.R.E.M.-Lugoj — fracțiunea 1,0—2,0 mm

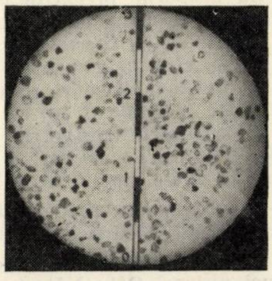


Fig. 4 b. Nisip Brănești-Ruginoasa I.R.E.M.-Lugoj — fracțiunea 0,5—1,0 mm

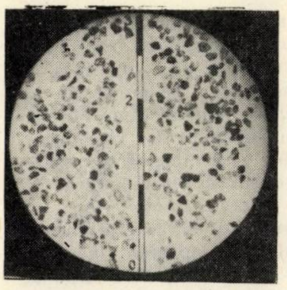


Fig. 5 b. Nisip Făgetul-Ierii fracțiunea 0,5—1,0 mm

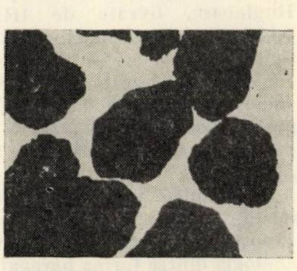


Fig. 5 c. Nisip Făgetul-Ierii fracțiunea 0,15—0.50 mm

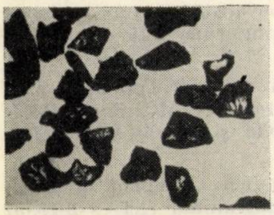


Fig. 4 c. Nisip Brănești-Ruginoas I.R.E.M.-Lugoj — fracțiunea 0,15—0,5 mm

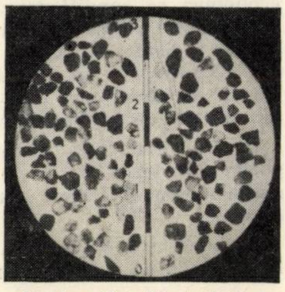


Fig. 5 a. Nisip Făgetul-Ierii — fracțiunea 1,0—2,0 mm

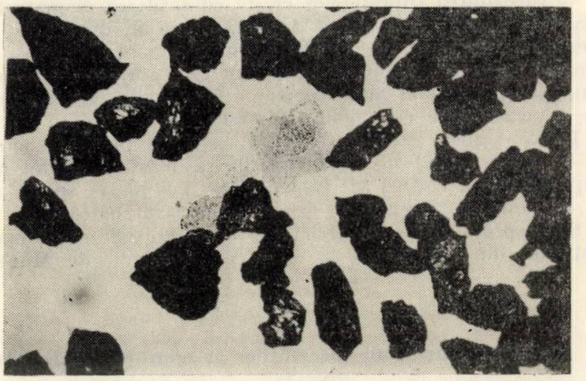


Fig. 5 d. Nisip Făgetul-Ierii – fracțiunea 0,088—0,15 mm

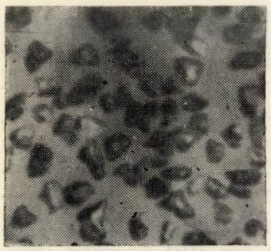


Fig. 4 d. Nisip Brănești-Ruginoasa I.R.E.M.-Lugoj — fracțiunea 0,088—0,15 mm

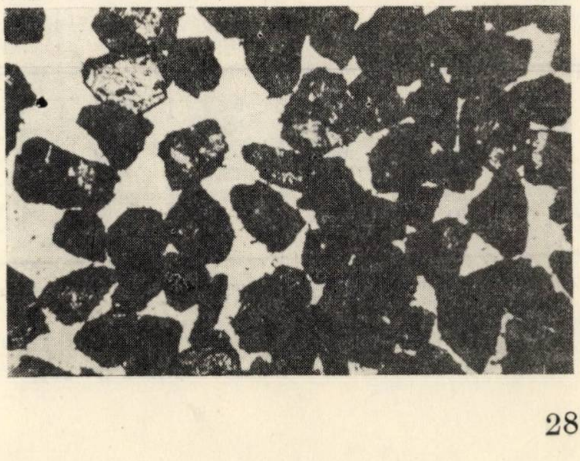


Fig. 5 e. Nisip Făgetul-Ierii fracțiunea 0,088—0,15 mm (măcinat din fracțiunea peste 2 mm)

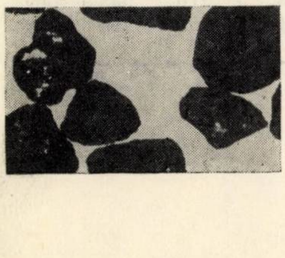


Fig. 4 e. Nisip Brănești-Ruginoasa I.R.E.M.-Lugoj — fracțiunea 0,088—0,15mm (măcinat din fracțiunea 0,15—0,5 mm)

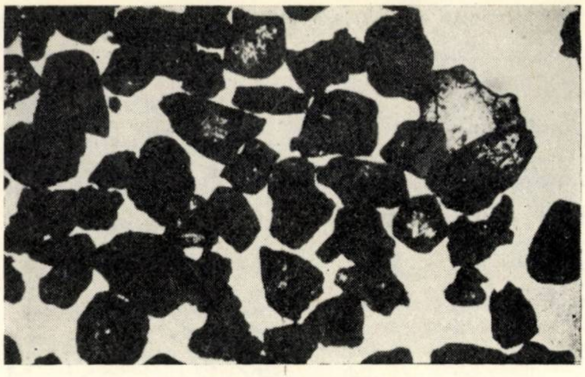


Fig. 6 a. Nisip Văleni, fracţiunea 0,088—0,15 mm

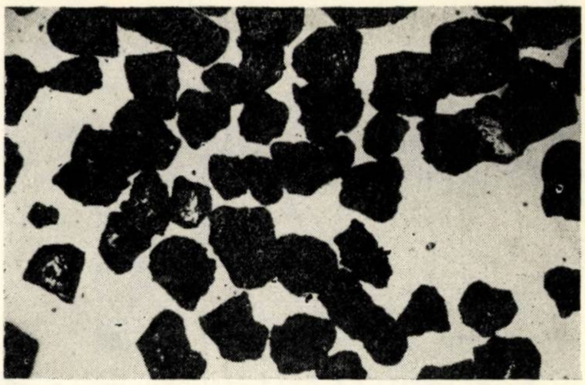


Fig. 6 b. Nisip Văleni, fracţiunea 0,088—0,15 mm

— folosirea fracţiunii 0,088—0,15 mm, din zăcămîntul de la Vălenii de Munte, poate asigura un conţinut de minimum 98—98,5% SiO_2, în cazul cînd nisipul este foarte bine spălat [5].

3.4. Analiza formei granulelor şi analiza calitativă a rugozităţii suprafeţei granulelor

Microfotografiile făcute pentru nisipurile de la Brăneşti-Ruginoasa, livrate de IREM-Lugoj, inclusiv fracţiunea 0,088—0,15 mm măcinată din fracţiunea 0,15—0,5 mm — figura 4 a — 4 e —, microfotografiile pentru nisipurile de la Făgetul Ierii livrate de Întreprinderea „Salina" Ocna Mureş, inclusiv fracţiunea 0,088—0,15 mm măcinată din fracţiunea peste 2,00 mm — figura 5 a — 5 e — şi microfotografiile pentru fracţiunea 0,088—0,15 mm, obţinută din nisipul de la „I.E.P.M.N." — figura 6 a şi b — arată următoarele:

— granulele pentru toate fracţiunile au în general formă rotunjită corespunzătoare, raportul b/a depăşeşte 0,7, iar raportul c/b este superior valorii 0,45—0,50, realizîndu-se analogia dintre forma agregatului recomandat pentru betoane şi cea a microagregatului (nisipul normal trifracţionar folosit pentru confecţionarea mortarelor plastice necesare la determinarea rezistenţei cimentului);

— rugozitatea suprafeţelor creşte cu scăderea diametrului granulelor; granulele mari 1,0—2,0 mm au suprafaţa în general mai netedă, colţurile şi muchiile mai rotunjite, în timp ce fracţiunile 0,088—0,15 mm au suprafaţa cea mai rugoasă şi muchiile mai ascuţite — fracţiunile intermediare se situează între cele două extremităţi.

La fracţiunea 0,088—0,15 mm, obţinută prin măcinare, se observă destul de uşor rugozitatea mărită, muchii ale suprafeţelor şi colţuri vii (asemănător cu piatra spartă ce se foloseşte ca agregat de concasaj în cazul betoanelor).

Sub aspectul formei granulelor, fracţiunea 0,088—0,15 mm, obţinută din nisipul de la I.E.P.M.N. Vălenii de Munte, apare mai corespuzătoare (granule mai rotunjite) decît fracţiunile 0,088—0,15 mm din nisipurile de la IREM-Lugoj şi Făgetul Ierii (fig. 4 d, 5 d, 6 a şi b).

3.5. Încercări pe mortare plastice, în vederea selecţionării unuia din nisipurile pregătite ca nisip standard

Cu nisipurile pregătite în laborator s-au efectuat încercări pe mortare plastice, după cum urmează:

— compoziţia mortarului 1 : 3 în greutate;

— raportul apă/ciment = 0,5;

— compactarea mortarului s-a făcut prin vibrare pe masa vibrantă timp de 3′ şi 1′;

— decofrarea epruvetelor prismatice s-a făcut după 24 ore, fiind apoi păstrate în bazine cu apă (t = 17°... 22°C) pînă la vîrsta încercării (3, 7, 28, 90 zile etc).

Rezultatele încercărilor de laborator sînt redate parţial în tabelele 5 şi 6 şi indică următoarele:

— Încercările efectuate pe mortare plastice, folosind cele cinci nisipuri (N1—N5), dau rezultate comparabile, astfel că fiecare din aceste nisipuri poate fi standardizat pentru încercarea lianţilor hidraulici. Alegerea ca nisip standard a unuia din nisipurile studiate depinde în principal de factorii tehnico-economici ce condiţionează producţia şi livrarea nisipului trifracţionar. Analiza factorilor menţionaţi a dus la concluzia că este indicat a fi ales ca nisip normal trifracţionar, pentru a fi standardizat în Republica Socialistă România, nisipul N5, la care fracţiunea 0,08—0,15 mm urma să fie completată din nisipul de la Văleni.

Pentru producerea nisipului trifracţionar, pe baza nisipurilor cuarţoase de la exploatarea IREM-Brăneşti-Ruginoasa — raionul Făget, mai intervin şi următoarele considerente:

— la această exploatare, se produce, începînd din anul 1951—1952, şi nisipul normal monogranular (STAS 3/1956)

Tabela 5

Rezultatele medii ale încercărilor pe mortare plastice (a/c = 0,5) cu ciment PZ500 livrat de fabrica Temelia — Braşov

Nisipul	Întindere din încovoiere (kg/cm²)						Compresiune (kg/cm²)					
	Vibrat 1′			Vibrat 3′			Vibrat 1′			Vibrat 3′		
	3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile
N_1	27,3	40,6	52,2	30,3	40,7	53,3	181	299	457	204	325	524
N_2	29,5	41,9	52,8	28,8	42,7	54,6	180	319	481	191	323	507
N_3	30,7	42,8	53,1	30,9	42,5	52,3	195	325	481	212	334	535
N_4	21,2	33,8	43,6	25,4	37,0	45,9	178	279	446	212	324	516
N_5	23,3	36,1	43,6	26,2	37,7	52,0	175	306	448	216	343	509
N_6	21,4	32,0	42,8	24,4	34,2	43,9	147	248	391	168	292	468

Rezistenţa cimentului folosit determinată conform STAS 227/1949 în kg/cm²

— Tracţiune 3 zile = 26,6; 7 zile = 30,2; 28 zile = 33,5.

— Compresiune 3 zile = 284; 7 zile = 369; 28 zile = 494

— Temperatura aerului în camera de confecţionare a epruvetelor 22°—23°C

— Temperatura apei de amestec 22°C

— Temperatura apei în bazinele de păstrare a epruvetelor 17°—20°C.

Tabela 6

Rezultatele medii ale încercărilor pe mortare plastice (a/c=0,5) cu ciment M.400 livrat de fabrica Temelia — Brașov

Nisipul	Întindere din încovoiere, (kg/cm²)						Compresiune (kg/cm²)					
	Vibrat 1′			Vibrat 3′			Vibrat 1′			Vibrat 3′		
	3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile
N_1 FI	26,6	34,2	49,4	27,8	37,1	56,8	161	235	375	184	271	420
N_2 FI	27,5	37,5	49,5	28,6	37,9	53,8	165	262	393	175	270	419
N_3 FI	25,3	33,0	48,6	27,6	39,4	51,6	149	241	384	179	284	444
N_4 IREM-L	21,8	32,9	44,7	24,1	33,6	46,3	145	252	396	179	280	431
N_5 IREM-L	22,3	29,5	39,8	23,5	32,2	48,7	139	217	395	174	269	440
N_6 IREM-L	20,9	303,	37,4	25,6	36,1	43,1	134	222	330	169	255	382

— Rezistența cimentului folosit determinată conform STAS 227/1949 — kg / cm²

— Tracțiune 3 zile = 23,1 ; 7 zile = 31,0 ; 28 zile = 36,2

— Compresiune 3 zile = 197 ; 7 zile = 310 ; 28 zile = 405

— Temperatura aerului în camera de confecționare a epruvetelor 22° — 23°C

— Temperatura apei de amestec . . . . 22°C

— Temperatura în bazinele de păstrare a epruvetelor . . . . 17° — 20°C

pentru încercarea lianților hidraulici, fapt care a permis, un timp suficient de îndelungat, verificarea calității nisipurilor cuarțoase din această exploatare ;

— personalul întreprinderii de exploatare a acumulat în timp suficientă experiență în producerea și livrarea unui material standardizat cu toleranțe destul de reduse ;

— nisipul N 5 are compoziția granulometrică în limitele I.S.O., aproximativ în domeniul optim I.S.O. (fig. 3 b).

Avînd în vedere necesitatea unei verificări riguroase a nisipului trifracționar, propus a fi standardizat ca nisip normal în Republica Socialistă România, și faptul că folosirea unui nisip monofracționar ca nisip normal standardizat la încercarea lianților hidraulici prezintă unele avantaje (nisipul monofracționar se produce mai ușor, se manevrează mai ușor în laboratoarele mici și de șantiere etc.), s-au efectuat în anul 1965, la I.P.C.M.C., încercări comparative folosind nisip trifracționar N 5 (propus a fi standardizat în Republica Socialistă România), nisip trifracționar R.S.C., nisip monofracționar U.R.S.S., două nisipuri monofracționare din Republica Socialistă România și patru cimenturi ([3], [5], [6]). Caracteristicile cimenturilor și nisipurilor folosite la încercările comparative sînt redate în tabelele 7,8 și 9. Unele dintre rezultatele încercărilor efectuate sînt redate în tabelele 10 și 11 și arată următoarele :

— Rezultatele obținute la încercările comparative pe mortare plastice, confecționate cu nisip trifracționar Republica Socialistă România — N5 — și nisip trifracționar R.S.C. (în condiții identice de încercare), sînt practic egale sau puțin superioare pentru epruvetele confecționate cu nisipul trifracționar din Republica Socialistă România, pregătit în laborator [3].

— Folosirea nisipului monofracționar 0,50 — 0,85 mm din U.R.S.S., în condiții identice de încercare și raport a/c = 0,4, conduce la obținerea de rezistențe mecanice superioare în comparație cu cele două nisipuri monofracționare 0,50 — — 0,85 mm și 0,50 — 1,00 mm din Republica Socialistă România. Aceasta se explică în principal printr-o granulație mai bună, un volum de goluri mai redus cu 5 — 6 % pentru nisipul monofracționar din U.R.S.S., ceea ce are ca efect obținerea unei compactități mai bune pentru epruvetele din mortare confecționate cu nisipul monofracționar din U.R.S.S. (tabelele 10 și 11).

— În condiții identice de încercare, folosirea nisipului trifracționar din Republica Socialistă România, întrebuințat la prepararea mortarului cu raport a/c = 0,50, conduce la obținerea de rezultate superioare în comparație cu nisipul monofracționar din U.R.S.S. întrebuințat la prepararea mortarelor cu raport a/c = 0,40 (tabela 11).

3.6. Încercări comparative cu nisip trifracționar din Republica Socialistă România pregătit în laborator (N 5) și nisip trifracționar produs în lotul semiindustrial de către Întreprinderea regională extractivă minieră — Lugoj.

Pe baza rezultatelor bune obținute la încercările efectuate în anii 1964 — 1965, folosind nisipul trifracționar (N 5) produs în laborator, s-a elaborat proiectul de standard „Nisip normal poligranular pentru încercarea lianților hidraulici" — redactarea a II-a [2] — și s-a hotărît să se treacă la producerea nisipului trifracționar în loturi semiindustriale la IREM-Lugoj. Astfel, toate încercările ce se fac în diverse laboratoare, pentru însușirea metodei de determinare a rezis-

Tabela 7

Caracteristicile fizico-mecanice (STAS 227/1949) ale cimenturilor folosite la încercări comparative în anul 1965

Caracteristici fizico-mecanice determinate	Cimentul nr.			
	1	2	3	4
Finețea de măcinare :				
— reziduu pe sita 900 och/cm²	0,9	0,3	0,4	0,8
— reziduu pe sita 4900 och/cm²	7,2	4,1	5,3	5,0
— Greutatea specifică g/cm³	3,12	3,00	3,00	2,63
— Suprafața specifică cm²/g	3 560	3 820	3 430	—
— Apa pt. pastă de consistență normală, %	24	25	26,67	38,33
— Constanța de volum :				
— inele Le Chatelier, mm	2	2	4	3
— turte	bune	bune	bune	bune
— Priza, începe, ore, minute	3^{45}	3^{45}	4^{00}	1^{30}
— Priza, sfîrșește, ore minute	4^{45}	4^{45}	5^{00}	3^{30}
— Rezistențe mecanice				
— Tracțiune — 3 zile	20,8	20,7	17,5	17,6
— Tracțiune — 7 zile	27,5	28,8	25,6	28,3
— Tracțiune — 28 zile	32,8	32,2	33,7	33,2
— Compresiune — 3 zile	321	342	227	174
— Compresiune — 7 zile	382	403	293	218
— Compresiune — 28 zile	509	542	497	366

Cimentul nr. 1 = ciment Portland fără adaosuri

Cimentul nr. 2 = ciment Portland cu adaos de 15% zgură granulată de furnal

Cimentul nr. 3 = ciment Portland cu adaos de 30% zgură granulată de furnal

Cimentul nr. 4. = ciment Portland cu adaos de puzzolană cu conținut de 30% mineral activ.

Tabela 8

Caracteristicile fizice (compoziția granulometrică, greutatea specifică și volumul de goluri) ale nisipurilor folosite la încercări comparative în 1965

Nisip monofracționar 0,5–0,85 mm U.R.S.S.		Nisip trifracționar 0,08–2,00 mm Republica Socialistă România		Nisip trifract. R.S.C. 0,08–2,00 mm	Nisip monofracționar 0,5–0,85 Republica Socialistă România		Nisip monofracționar 0,5 – 1,0 Republica Socialistă România	
Sita mm	Reziduul %	Sita mm	Reziduul %	Reziduul %	Sita mm	Reziduul %	Sita mm	Reziduul %
0,8	4,2	2,0	1,2	0	0,8	0	1,0	0
0,5	86,7	1,6	8,3	0,1	0,5	100	0,5	100
T/0,5	8,0	1,0	33,6	37,3	T/0,5	0	T/0,5	0
Pierderi	1,1	0,5	61,0	64,6				
		0,16	88,6	98,2				
		0,08	99,3	99,4				
		T/0,08	0,7	0,47				
		Pierderi	0,0	0,13				
γ afînat (g/cm^3)	1,540		1,569	1,569		1,420		1,487
γ îndesat (g/cm^3)	1,696		1,717	1,775		1,583		1,606
Vol. de goluri afînat (%)	39		35,6	37,0		45,2		42,8
Vol. de goluri îndesat (%)	34		28,8	30,6		39,0		39,0

Tabela 9

Compoziția chimică și mineralogică a nisipurilor folosite la încercări comparative în 1965

Compoziția chimică %	Nisip monofracționar U.R.S.S.	Nisip trifracționar Republica Socialistă România			Nisip monofract. 0,5–0,85 Republica Socialistă România	Nisip trifracționar R.S.R.		
		0,08–0,50	0,50–1,0	1,0–2,0		0,08–0,5	0,5–1,0	1,0–2,0
P.C.	0,20–0,16	0,20	0,16	0,24	0,36	0,12	0,11	0,10
SiO_2	99,72–99,50	98,72	99,15	99,27	99,04	99,63	99,60	99,61
Al_2O_3	0,09–0,05	0,71	0,36	0,44	0,70	0,28	0,28	0,26
Fe_2O_3	0,09–0,11	0,17	0,09	0,21	0,14	0,05	0,04	0,06
TiO_2	—	—	0,04	—	—	—	—	—
CaO	urme–0,05	0,09	0,09	0,13	0,02	urme	urme	urme
MgO	urme–0,09	0,20	0,10	0,07	—	nu are	nu are	nu are
Alcalii	—	nu are	nu are	—	—	nu are	nu are	nu are
R_2O_3	—	1,00	—	—	—	—	—	—
Analiza microscopică %								
Cuarț	98,5	99,0	100	99	100			
Feldspat	1,5	1,0	rar	1	—			
Oxid de fier	urme	urme	rar	urme	—			

tenței cimenturilor pe mortare plastice ca și încercările pentru stabilirea noilor mărci ale cimenturilor, în condițiile noii metode, se vor efectua cu nisipul produs de IREM-Lugoj, care urmează a fi folosit în practica industrială după introducerea noii metode în Republica Socialistă România.

În acest scop, în anul 1965, s-a stabilit de către I.P.C.M.C.-sectorul cercetări materiale — și IREM-Lugoj procesul tehnologic pentru producerea industrială a nisipului trifracționar în Republica Socialistă România și s-au produs semiindustrial primele trei loturi de nisip trifracționar.

Din verificările și determinările efectuate la producerea primelor loturi semiindustriale de nisip trifracționar au rezultat următoarele :

— Nisipul obținut în loturi semiindustriale corespunde recomandărilor I.S.O. — Tc. 74 și proiectului de STAS pentru nisipul poligranular (trifracționar) întocmit de I.P.C.M.C. în anul 1964 [6], atît în ce privește compoziția granulometrică (fig. 7), cît și în ceea ce privește compoziția chimică și mineralogică, rezultatele obținute fiind practic identice cu cele redate în tabelele 8 și 9 pentru nisipul trifracționar produs în laborator.

— Încercările comparative pe mortare plastice cu patru cimenturi (tabelele 12 și 13), nisip trifracționar N 5 produs în laborator și în primele două loturi semiindustriale de IREM-Lujoj și nisip din R.S.C. au arătat că prin folosirea nisipului trifracționar, produs în loturi semindustriale, la confecționarea mortarelor plastice, în condiții identice de încercare, se obțin rezistențe mecanice practic egale (fig. 8 și 9).

Tabela 10

Greutățile specifice aparente (medii pe 18–36 prisme) ale mortarelor plastice determinate imediat după decofrare (24 ore de la turnare) g/cm^3

T ntului folosit	Ciment nr. 1	Ciment nr. 2	Ciment nr. 3	Ciment nr. 4
Nisip monofracționar 0,50–0,85 mm U.R.S.S.	2,14	2,17	2,15	1,86
Nisip trifracționar — N 5 0,08–2,00 mm Republica Socialistă România	2,22	2,23	2,22	2,15
Nisip trifracționar 0,08–2,00 mm R.S.C.	2,19	2,20	2,19	2,12
Nisip monofracționar 0,50–0,85 mm Republica Socialistă România	2,00	2,03	2,01	1,72
Nisip monofracționar 0,50–1,00 mm Republica Socialistă România	2,02	2,03	2,04	1,71

— Rezultatele încercărilor la diferite termene (tabelele 12 și 13) arată că rapoartele R_{ti} mortar plastic/R_{ti} mortar vîrtos, la vîrsta de 7 zile, variază între 1,43—1,47 și la vîrsta de 28 zile, între 1,62—1,80, în funcție de tipul cimentului folosit la încercări. Se observă că media rapoartelor R_{ti} mortar plastic/R_{ti} mortar vîrtos, pentru cimenturile încercate, este de circa 1,70 sau aproximativ egală cu valoarea medie dată în literatură pentru raportul R_{ti} beton/R_t beton. Raportul R_c mortar plastic/R_c mortar vîrtos, la vîrsta de 7 zile, are valori cuprinse între 0,61—0,67 și la vîrsta de 28 zile, valori cuprinse între 0,75—0,80. Faptul este explicabil, întrucît creșterea raportului arc, folosit la prepararea mortarelor standard, de la 0,32, în cazul mortarelor vîrtoase, la 0,50, în cazul mortarelor plastice, are drept consecință scăderea, într-o anumită măsură, a rezistențelor la compresiune ale mortarului standard la diferite termene de încercare, inclusiv rezistența la 28 zile a mortarului standard care reprezintă marca cimentului.

3.6. Analiza reproductibilității rezultatelor obținute

Calculele efectuate pentru determinarea reproductibilității rezultatelor obținute, în cadrul celor două programe de încercări comparative, efectuate în cursul anului 1965 (pct. 3.5 și 3.6.), au arătat următoarele :

— abaterile (pozitive sau negative) rezultatelor parțiale, față de media aritmetică a unei serii de încercări, au în toate cazurile valori mai mari, dacă la prepararea mortarelor s-a folosit nisip monofracționar, și valori mai mici, în cazul folosirii nisipului trifracționar ([3], [4]);

— abaterea medie pătratică (abaterea standard) a variat între ± 0,19 și ± 12,9, fiind în general mai mică în cazul încercărilor la încovoiere și mai mare în cazul încercărilor la compresiune ;

— coeficientul de variație a avut valori cuprinse între 0,3 și 7,95 %, predominînd valorile sub 5 %, în cazul mortarelor confecționate cu nisip monofracționar, și valori cuprinse între 0,31 și 4,82 %, predominînd valorile sub 2 %, în cazul mortarelor plastice confecționate cu nisip trifracționar ;

Tabela 11

Rezultatele medii obținute la încercările comparative și coeficienții de tranziție obținuți

Cimentul și nisipul	Nr. seriilor de încercări efectuate	Media aritmetică și valoarea de referință					
		Încovoiere (kg/cm²)			Compresiune (kg/cm²)		
		3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile
1	2	3	4	5	6	7	8
Cimentul 1 + nisip monofracționar U.R.S.S. 0,50—0,85 mm	3	29,4=100	35,8=100	45,1=100	175=100	265=100	299=100
Cimentul 1 + nisip trifracționar Republica Socialistă România	4	36,6=125	43,1=121	56,8=125	255=146	323=122	368=123
Cimentul 1 + nisip trifracționar R.S.C.	4	33,0=116	46,3=129	66,6=147	191=108	354= 97	392=131
Cimentul 1 + nisipul monofracționar Republica Socialistă România 0,50—0,85 mm	6	28,2= 96	34,3= 96	38,5= 86	185=106	203= 87	250= 83
Cimentul 1 + nisipul monofracționar Republica Socialistă România 0,50—1,0 mm	5	26,3= 90	32,3= 90	45,5=100	163= 95	189= 72	255= 86
Cimentul 2 + nisipul monofracționar U.R.S.S. 0,50—0,85 mm	3	28,3=100	34,8=100	44,1=100	169=100	258=100	287=100
Cimentul 2 + nisip trifracționar Republica Socialistă România	5	34,3=120	42,9=124	59,5=134	239=140	313=122	403=140
Cimentul 2 + nisipul trifracționar R.S.C.	4	35,0=116	46,3=133	66,6=151	191=113	254= 98	392=137
Cimentul 2 + nisipul monofracționar Republica Socialistă România 0,50—0,85 mm	5	28,2= 98	34,3= 97	38,5= 87	185=110	203= 80	250= 87
Cimentul 2 + nisipul monofracționar Republica Socialistă România 0,50—1,0 mm	5	23,8= 84	34,7=100	51,1=117	144= 85	220= 86	279= 97
Cimentul 3 + nisip monofracționar U.R.S.S. 0,50—0,85 mm	5	22,8=100	30,5=100	45,5=100	132=100	223=100	246=100
Cimentul 3 + nisip trifracționar Republica Socialistă România	5	26,9=118	35,0=115	53,7=118	172=130	236=107	330=133
Cimentul 3 + nisip trifracționar R.S.C.	3	18,1= 79	30,6=100	45,5=100	88= 67	165= 74	224= 92
Cimentul 3 + nisip monofracționar Republica Socialistă România 0,50—0,85 mm	6	21,4= 94	29,9= 98	46,3=102	134=102	180= 82	235= 96
Cimentul 3 + nisip monofracționar Republica Socialistă România 0,50—1,0 mm	5	22,3= 98	34,6=114	52,2=115	128= 97	208= 94	292=118
Cimentul 4 + nisip monofracționar U.R.S.S. 0,50—0,85 mm	5	6,8=100	15,4=100	25,4=100	61=100	58=100	77=100
Cimentul 4 + nisip trifracționar Republica Socialistă România	6	16,9=248	34,3=224	56,5=225	98=615	181=312	304=395
Cimentul 4 + nisip trifracționar R.S.C.	3	18,1=265	28,4=185	52,0=205	93=580	157=272	239=309
Cimentul 4 + nisipul monofracționar Republica Socialistă România 0,50—0,85 mm	6	10,6=156	15,2= 98	20,1= 79	27=168	43= 74	66= 86
Cimentul 4 + nisipul monofracționar Republica Socialistă România. 0,50—1,00 mm	5	10,9=161	16,6=107	18,9= 75	36=225	57= 98	78=101

*) La fiecare serie de încercări s-au rupt 6 prisme 4 × 4 × 16 cm la un termen. Rezultatele din tabelă reprezintă media rezultatelor parțiale pentru 18—36 prisme rupte la fiecare termen de încercare.

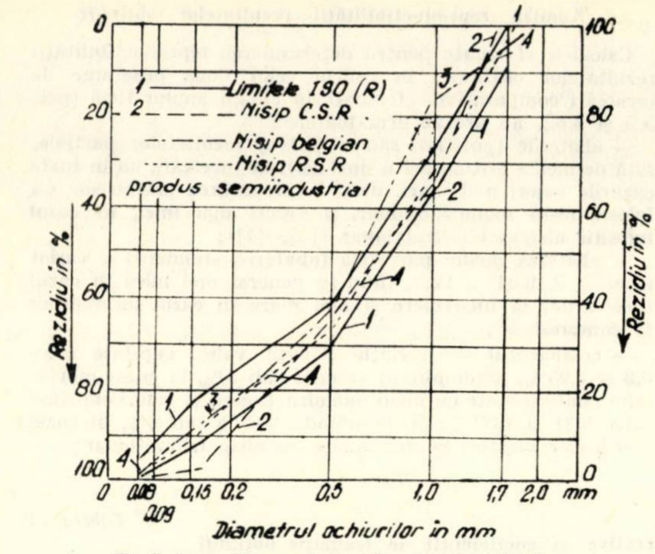


Fig. 7. Compoziția granulometrică a nisipului trifracționar

— eroarea medie, rezultată din calcul pe serii mari de încercări, a variat între ±0,11 și ±6,5, predominînd valorile sub ±3, în cazul folosirii nisipului monofracționar, și între ±0,15 și ±4,86, predominînd valorile sub ±2, în cazul folosirii nisipului trifracționar, la prepararea mortarelor plastice ([3], [4]). În cazul încercărilor, conform metodologiei prevăzute de STAS 227/1949, eroarea medie variază între ±8,76, predominînd valorile sub ±5.

Rezultatele calculelor efectuate, redate succint mai sus, arată că prin folosirea metodei de încercare a cimenturilor pe mortare plastice, confecționate cu nisip trifracționar și raport a/c = 0,5 — conform recomandării I.S.O.-Tc 74 [10]—, se obțin variații mai mici la efectuarea încercărilor pentru determinarea rezistenței cimenturilor, un grad de precizie mai mare și reproductivitate mai bună a rezultatelor, în comparație cu metodele care folosesc ca nisip normal standard nisipul monofracționar. Acestea sînt în concordanță și cu rezultatele cercetărilor efectuate în mai multe laboratoare din Norvegia și R.S.C. ([8], [12]).

Fig. 8 a. Rezistența la întindere axială determinată pe mortare vîrtoase și rezistența la întindere din încovoiere a cimenturilor determinată pe mortare plastice

1 – ciment Portland P. 500 – mortare vîrtoase

2 – ciment Portland P. 500 – cu 15% zgură mortare vîrtoase

3 – ciment Portland P. 500 mortare plastice cu nisip trifracționar produs în laborator

4 – Idem cu nisip trifracționar produs în lot semiindustrial

5 – ciment P. 500 cu 15% zgură mortare plastice cu nisip trifracționar produs în laborator

6 – Idem cu nisip trifracționar produs în lot semiindustrial

Fig. 8 b. Rezistența la compresiune a cimenturilor determinată pe mortare vîrtoase și plastice

1 – ciment Portland P.500 – mortare vîrtoase

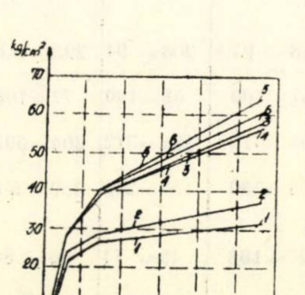
2 – ciment Portland P.500 cu 15% zgură – mortare vîrtoase

3 – ciment Portland P. 500 mortare plastice, cu nisip trifracționar produs în laborator

4 – Idem cu nisip trifracționar produs în lot semiindustrial

5 – Ciment P. 500 cu 15% zgură, mortar plastic – cu nisip trifracționar produs în laborator

6 – Idem cu nisip trifracționar produs în lot semiindustrial



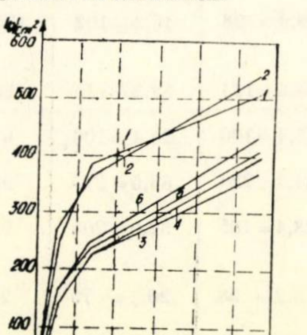


Tabela 12

Caracteristicile fizico-mecanice (STAS 227/1949) ale cimenturilor folosite la încercările cu nisip trifracționar produs semiindustrial

Caracteristici fizico-mecanice determinate	Cimentul nr.			
	1	2	3	4
Finețea de măcinare : %				
— reziduu pe sita 900 och/cm²	0,3	0,4	0,4	0,2
— rezidiuu pe sita 4900 och/cm²	4,1	4,9	5,4	2,1
— Greutatea specifică, g/cm³	3,12	—	—	—
— Suprafața specifică, cm²/g	3 357	—	—	—
— Apa pt. pasta de consistență normală, %	26,33	26,33	26,33	32,33
— Constanța de volum :				
— inele Le Chatelier, mm	2	3	3	3
— turte	bune	bune	bune	bune
— Priza, începe — ore-minute	3,30	3,30	3,15	3,45
— Priza sfîrșește — ore-minute	4,30	4,30	4,15	5,15
— Rezistențe mecanice : kg/cm²				
— tracțiune : 3 zile	25,5	26,3	21,6	24,1
7 zile	32,4	29,8	26,7	28,8
28 zile	35,4	34,1	31,8	37,5
— compresiune : 3 zile	360	336	255	279
7 zile	497	433	386	369
28 zile	586	568	502	539

– Cimentul nr. 1 : ciment Portland P. 500 fără adaos (etalon)
– Cimentul nr. 2 : ciment Portland + 15% adaos de zgură granulată de furnal
– Cimentul nr. 3 : ciment Portland +30% adaos de zgură granulată de furnal
– Cimentul nr. 4 : ciment Portland +30% adaos de cenușă de termocentrală.

Fig. 9 a. Rezistența la întindere axială determinată pe mortare vîrtoase și rezistența la întindere din încovoiere a cimenturilor determinată pe mortare plastice

1 – ciment Portland cu 30% zgură – mortare vîrtoase

2 – ciment Portland cu 30% cenușă de termocentrală-mortare vîrtoase

3 – ciment Portland cu 30% zgură-mortare plastice cu nisip tifracționar produs în laborator

4 – Idem cu nisip trifracționar produs în lot semiindustrial

5 – ciment Portland cu 30% cenușă de termocentrală – mortare plastice – cu nisip trifracționar produs în laborator

6 – Idem – cu nisip trifracționar produs în lot semiindustrial

Fig. 9 b. Rezistența la compresiune a cimenturilor determinată pe mortare vîrtoase și plastice

1 – ciment Portland cu 30% zgură – mortare vîrtoase

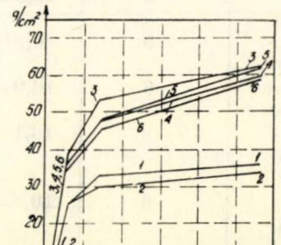
2 – ciment Portland cu 30% cenușă de termocentrală-mortare vîrtoase

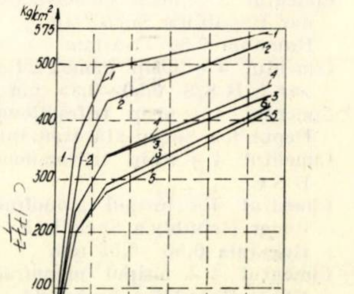
3 – ciment Portland cu 30% zgură mortare plastice – cu nisip trifracționar produs în laborator

4 – Idem cu nisip trifracționar produs în lot semiindustrial

5 – ciment Portland cu 30% cenușă de termocentrală – mortare plastice – cu nisip trifracționar produs în laborator

6 – Idem – cu nisip trifracționar produs în lot semiindustrial





. COMPARAŢIE ÎNTRE METODA DE DETERMINARE A REZISTENŢELOR CIMENTURILOR PREVĂZUTĂ DE STAS 227/1949 ŞI METODA DE DETERMINARE A REZISTENŢEI CIMENTURILOR PE MORTARE PLASTICE PREVĂZUTĂ DE RECOMANDĂRILE I.S.O. Tc-74

4.1. Metoda de determinare a rezistenţei cimenturilor prevăzută de STAS 227/1949, în prezent în vigoare în Republica Socialistă România, are la bază vechea metodă germană de determinare a rezistenţei cimenturilor pe mortare vîrtoase, prevăzută de DIN 1164/1932, care a fost înlocuită de mult cu o metodă de determinare a rezistenţei cimenturilor pe mortare plastice DIN 1164/1942, chiar în ţările elaboratoare R.D.G. şi R.F.G.

Astfel, STAS 227/1949 prevede folosirea, ca nisip normal standard, a nisipului cuarţos monogranular 0,8–1,2 mm; raport ciment : nisip în greutate 1 : 3 ; raport a/c 0,32, amestecul mortarului normal în malaxorul Steinbruck-Schmeltzer şi compactarea cu aparatul cu ciocane Bhöme, păstrarea epruvetelor, pînă la data încercării, o zi în aer umed şi restul în apă, la temperatura de 15...20°C.

Dintre dezavantajele metodei, se menţionează următoarele :

— Foloseşte ca nisip standard nisipul monogranular 0,8–1,2 mm, deosebit de agregatul pentru betoane, unde se foloseşte un material cu mai multe fracţiuni, de regulă cu granulaţie continuă.

— Foloseşte pentru amestecul şi compactarea mortarului în forme un utilaj pus la punct în primii ani ai secolului XX, care este de mult învechit, costisitor şi produce zgomot puternic în timpul funcţionării.

— Consistenţa mortarului normal obţinut nu corespunde nici pe departe cu consistenţa betoanelor folosite curent în practica construcţiilor şi în industria prefabricatelor.

— Rezistenţa la întindere axială (tracţiune) se determină pe brichete în opt, iar rezistenţa la compresiune a cimentului pe cuburi de 7,07 × 7,07 × 7,07 cm, pentru care se obţine un grad de compactitate diferit. În plus, metoda necesită un număr mare de tipare de epruvete şi consum ridicat de materiale şi de muncă calificată în laborator la confecţionarea şi încercarea epruvetelor. De exemplu, pentru determinarea rezistenţelor unui ciment Portland obişnuit din producţia curentă, la termenele STAS – 3, 7 şi 28 zile – este necesar să se confecţioneze şi să se încerce 18 brichete şi 18 cuburi care necesită în total 36 tipare şi un consum de 4,500 kg ciment şi 13,500 kg nisip normal standard (calculat fără pierderile normale). La cimenturile care se încearcă la patru termene, de exemplu cimenturile R.I.M. (1, 3, 7 şi 28 zile) sau cimenturile de baraje (3, 7, 28 şi 90 zile) sînt necesare în total 48 tipare, 6,00 kg ciment şi 18,00 kg nisip normal standard etc.

— Rezultatele ce se obţin la încercările efectuate pe baza acestei metode sînt influenţate de foarte mulţi factori şi, în general, gradul de precizie obţinut este mai mic decît

Tabela 13

Rezultatele medii obţinute la încercările cu nisipul trifracţionar produs în laborator, nisipul trifracţionar produs în lot semiindustrial şi nisipul trifracţionar R.S.C. şi coeficienţii de tranziţie obţinuţi

Cimentul şi nisipul	Nr. seriilor de încercări efectuate *)	Media aritmetică şi valoarea de referinţă					
		Încovoiere (kg/cm²)			Compresiune (kg/cm²)		
		3 zile	7 zile	28 zile	3 zile	7 zile	28 zile
1	2	3	4	5	6	7	8
Cimentul nr. 1 + nisip trifracţionar IREM produs în laborator (N 5)	5	39,4=100	53,1=100	62,0=100	232=100	324=100	433=100
Cimentul nr. 1 + nisip trifracţionar IREM produs în lot semiindustrial	6	36,1= 92	47,1= 89	59,7= 96	210= 90	328=101	458=106
Cimentul nr. 2 + nisip trifracţionar IREM produs în laborator (N 5)	6	34,0=010	47,2=100	61,8=100	197=100	270=100	401=100
Cimentul nr. 2 + nisip trifracţionar IREM produs în lot semiindustrial	6	35,5= 99	43,3= 92	59,3= 96	181= 92	289=107	425=106
Cimentul nr. 3 + nisip trifracţionar IREM produs în laborator (N 5)	6	28,4=100	39,4=100	58,1=100	154=100	228=100	370=100
Cimentul nr. 3 + nisip trifracţionar IREM produs în lot semiindustrial	6	27,0= 95	39,2= 99	57,2= 98	144= 93	233=102	395=107
Cimentul nr. 4 + nisip trifracţionar produs în laborator (N 5)	6	29,7=100	40,5=100	64,1=100	173=100	240=100	410=100
Cimentul nr. 4 + nisip trifracţionar produs în lot semiindustrial	6	29,0= 97	41,1=102	60,9= 95	162= 93	249=104	433=106
Cimentul nr. 1 + nisip trifracţionar produs în laborator (N 5)	6	39,4=100	53,1=100	62,0=100	232=100	324=100	433=100
Cimentul nr. 1 + nisip trifracţionar R.S.C.	2	–	51,4= 97	73,1=118	–	249= 77	450=104
Cimentul nr. 4 + nisip trifracţionar R.S.C.	2	–	51,6=128	71,9=112	–	225= 94	401= 98

*) La fiecare serie de încercări efectuate s-au rupt 6 prisme 4 × 4 × 16 cm la un termen de încercare. Rezultatele din tabelă reprezintă media rezultatelor parţiale pentru 12–36 prisme rupte la fiecare termen de încercare.

în cazul metodelor de determinare a rezistenţei cimenturilor pe mortare plastice (pct. 3.7). Cele menţionate arată că metoda prevăzută de STAS 227/949 a corespuns unui anumit stadiu de dezvoltare a tehnicii, dar în prezent fiind depăşită este necesar să fie înlocuită.

4.2. Metoda de determinare a rezistenţei cimenturilor pe mortare plastice, prevăzută de recomandările I.S.O.-Tc.74 şi elaborată de comitetul mixt RILEM-CEMBUREAU, corespunde mai bine stadiului actual de dezvoltare a tehnicii. Astfel:

— foloseşte ca nisip normal standard nisipul cu trei fracţiuni, cu granulaţie continuă (a amestecului celor trei fracţiuni), cuprinsă între 0,08—2,00 mm, realizînd o concordanţă satisfăcătoare cu agregatul folosit la prepararea betoanelor;

— foloseşte pentru amestecul şi compactarea mortarului normal malaxorul modern cu amestec forţat şi masa de şoc, care apropie mai bine modul de preparare şi compactare al mortarelor normale de modul de preparare şi compactare al betonului;

— consistenţa mortarului normal 1 : 3 (denumit plastic în literatura tehnică), cu raport a/c = 0,50, apropie de asemenea modul de confecţionare al mortarelor normale, folosite la determinarea rezistenţei cimenturilor, de modul de preparare şi încercare al betoanelor;

— rezistenţa la întindere a cimentului se determină prin ruperea la încovoiere, la fiecare termen de încercare, a trei epruvete prismatice de 4 × 4 × 16 cm, ale căror jumătăţi (în total şase) se rup apoi la compresiune pentru determinarea rezistenţei la compresiune.

Această metodologie de determinare a rezistenţelor cimentului prezintă avantaje deosebite, dintre care menţionăm:

— Rezistenţa la încovoiere şi compresiune se determină pe epruvete de acelaşi tip cu acelaşi grad de compactare.

— Se reduce foarte mult numărul epruvetelor ce trebuie confecţionate şi încercate şi, ca atare, se reduce în aceeaşi măsură şi numărul tiparelor de epruvete necesare şi consumul de materiale. De exemplu, pentru încercarea unui ciment Portland obişnuit, din producţia curentă, la termenele STAS — 3,7 şi 28 zile, sînt necesare trei casete-tipare de prisme cu cîte trei compartimente; astfel se confecţionează nouă prisme, care se încearcă cîte trei la fiecare termen, la încovoiere, şi jumătăţile — cîte şase — la compresiune; pentru aceasta sînt necesare doar 1,350 kg ciment şi 4,050 kg nisip normal trifracţionar. Astfel, numărul epruvetelor necesare la încercări scade la 25 %, iar consumul de materiale la 30 %, în comparaţie cu metoda prevăzută de STAS 227/1949. De asemenea se reduce şi munca calificată, necesară pentru confecţionarea şi încercarea epruvetelor, spaţiul necesar pentru depozitarea probelor de ciment şi nisip, primite de laboratoare pentru analize şi încercări, şi spaţiul necesar pentru depozitarea epruvetelor în intervalul confecţionare-încercare.

— Noua metodă de determinare a rezistenţei cimentului prezintă şi avantajul de a permite obţinerea de rezultate cu un grad de reproductibilitate mai mare (pct. 3.7) decît vechile metode. În plus, fiind în prezent o metodă internaţională, permite compararea directă a rezultatelor încercărilor şi studiilor efectuate în Republica Socialistă România cu rezultatele obţinute în alte ţări.

— Altă analogie cu modul de preparare şi încercare a betoanelor se realizează, în noua metodă de determinare a rezistenţei cimentului, prin faptul că mortarul normal, preparat cu nisip trifracţionar avînd curbă continuă şi raport a/c = 0,5, este un microbeton şi ca atare conduce la obţinerea unei corelaţii mai bune între rezistenţa cimentului şi cea a betonului.

Pentru aplicarea metodei de determinare a rezistenţei cimenturilor pe mortare plastice, recomandată de I.S.O., Republica Socialistă România dispune de rezerve importante în zăcămintele de nisipuri cuarţoase şi poate produce nisipul trifracţionar de bună calitate în cantităţile necesare, atît pentru consumul intern, cît şi pentru export. Este însă necesar ca laboratoarele noastre să fie dotate cu utilajul specific metodei, pentru amestecul şi compactarea mortarelor, şi cu tiparele de epruvete prismatice.

Pentru încercarea epruvetelor pot fi folosite actualele aparate Fruhling Michaelis, echipate cu dispozitive pentru încercări la încovoiere, şi presele hidraulice pentru încercări la compresiune, din dotarea laboratoarelor ce efectuează încercări pentru determinarea mărcii cimentului.

5. CONCLUZII

Încercările şi studiile efectuate de diverşi cercetători, în anii 1962—1965, asupra diferitelor metode pentru determinarea rezistenţei cimentului, indică în principal următoarele:

— în toate ţările există tendinţa de a se trece la metode de determinare a rezistenţei cimentului pe mortare plastice şi semivîrtoase, care conduc la obţinerea unei mai bune corelaţii între rezistenţa (marca) cimentului şi rezistenţa betonului;

— studiile şi experimentările efectuate au permis stabilirea zăcămintelor de nisipuri cuarţoase din Republica Socialistă România, din care se poate produce nisipul trifracţionar de bună calitate (fig. 2—7), necesar la încercarea cimenturilor pe mortare plastice, şi au stabilit procesul tehnologic pentru producţia pe scară industrială a acestui material;

— încercările comparative efectuate în Republica Socialistă România pe mortare semivîrtoase 1 : 3, confecţionate cu diverse nisipuri monofracţionare şi raport a/c = 0,4 şi pe mortare plastice 1 : 3, confecţionate cu nisipuri trifracţionare şi raport a/c = 0,5, au arătat că încercarea cimenturilor pe mortare plastice, confecţionate cu nisip trifracţionar, conduce la obţinerea de rezistenţe mecanice superioare (tabela 11) şi la obţinerea unui grad mai bun de reproductibilitate a rezultatelor încercărilor (pct. 3.7.).

Rezultatele încercărilor efectuate la diferite termene (tabelele 12 şi 13) arată că rapoartele R_{ti} mortar plastic/R_t mortar vîrtos, la vîrsta de 7 zile, variază între 1,43—1,47 şi, la vîrsta de 28 zile, între 1,62—1,80, în funcţie de tipul cimentului folosit la încercări. Rapoartele R_c mortar plastic/R_c mortar vîrtos, la vîrsta de 7 zile, au valori cuprinse între 0,61—0,67 şi, la vîrsta de 28 zile, valori cuprinse între 0,75—0,80, în funcţie de tipul cimentului încercat. Astfel, în condiţiile noii metode de determinare a rezistenţei cimentului, marca cimentului scade cu circa 50—150 kg/cm^2.

Pe baza rezultatelor obţinute este indicat să se înlocuiască metoda de determinare a rezistenţei cimenturilor pe mortare vîrtoase, prevăzută de STAS 227/1949, care nu mai corespunde nivelului actual de dezvoltare a tehnicii, cu metoda de determinare a rezistenţei cimenturilor pe mortare plastice, conform recomandărilor I.S.O.-Tc. 74.

Bibliografie

[1] * * *: *Noua metodă de determinare a rezistenţei cimenturilor pe mortare semiplastice şi noile mărci ale cimenturilor*. Beton i Jelezobeton, nr. 10/1965

[2] Enculescu M.: *Nisip normal poligranular pentru încercarea lianţilor hidraulici*. Proiect de standard I.P.C.M.C. Redactarea a II-a, 1964

[3] Enculescu M.: *Încercări comparative pe mortare plastice confecţionate cu nisip monofracţionar din U.R.S.S. şi Republica Socialistă România şi cu nisip trifracţionar din Republica Socialistă România şi R.S.C.* — Referat I.P.C.M.C. — noiembrie 1965

[4] Enculescu M. şi Ionescu I.: *Experimentări pe mortare plastice* — Referat I.P.C.M.C., decembrie 1965

[5] Ionescu I.: *Cercetări în vederea producerii nisipului trifracţionar necesar pentru încercarea cimenturilor pe mortare plastice în R.P.R.* — Referat I.P.C.M.C. — iunie 1964

[6] Ionescu I. şi Enculescu M.: *Stabilirea tehnologiei de producere a nisipului poligranular şi producerea lotului semiindustrial în fabricaţie* — Referat I.P.C.M.C. — septembrie 1965

[7] Joisel A.: *Cercetări efectuate în străinătate în cadrul CEMBUREAU*. Révue des Matèriaux — Ciments et Betons, Paris, martie 1965

[8] Markstad A. şi Rudjord A.: *Studiul metodelor de încercare a cimenturilor* — Buletin RILEM Paris nr. 26, 1965

[9] Meyer A.: *Norme pentru determinarea rezistenţelor cimentului*. Zement-Kalk-Gips nr. 1/1964

[10] * * *: *Metode de încercări mecanice ale cimenturilor* — Recomandarea I.S.O. — Tc-74 — Lianţi hidraulici

[11] Scramtaev B. G. şi Bajenov Iu. M.: *Formule precizate pentru determinarea rezistenţei betonului* — Beton i jelezobeton Moscova nr. 4/1965

[12] Lejsck L.: *Contribuţie la standardizarea cercetării rezistenţei cimenturilor în ţările membre ale Consiliului pentru ajutor economic reciproc*. Silikat Technik nr. 2 1965

STUDII ŞI CERCETĂRI

Aprecierea omogenității betonului pe baza datelor măsurătorilor nedistructive

Dr. ing. Ida Dumitrescu, ing. L. Lefter
I.S.P.H.

Calitatea unui beton se exprimă astăzi atît prin valoarea rezistenţei medii ce-l caracterizează, cît şi prin gradul său de omogenitate. Deci, pentru a putea aprecia calitatea unui beton pe baza măsurătorilor nedistructive, trebuie să existe posibilitatea ca prin interpretarea rezultatelor acestor măsurători să se obţină informaţii, atît asupra rezistenţei medii, cît şi asupra omogenităţii betonului.

Dacă aspectul legăturii dintre rezistenţa betonului şi mărimile ce se măsoară prin metode nedistructive a stat în atenţia specialiştilor şi a făcut obiectul a numeroase cercetări, celălalt aspect, al aprecierii omogenităţii betonului, pe baza datelor furnizate de măsurătorile nedistructive, a fost mai puţin studiat şi a primit pînă acum soluţionări nu pe deplin satisfăcătoare, care scapă din vedere elemente importante.

Această situaţie este reflectată şi în prevederile normativelor existente, care reglementează modul de interpretare a rezultatelor măsurătorilor nedistructive.

Prescripţiile româneşti ([1], [2]) precum şi cele poloneze [3] prevăd ca datele obţinute prin măsurători nedistructive — — viteza ultrasunetului sau indicele sclerometric — să fie transformate în rezistenţe; pentru mulţimea valorilor rezistenţelor astfel obţinute, se calculează rezistenţa medie, abaterea standard şi coeficientul de omogenitate.

În normativul sovietic, privind măsurătorile cu ultrasunete [4], se indică o altă metodă. Pentru mulţimea vitezelor se calculează viteza medie şi abaterea standard. Pe baza curbei etalon se deduc valorile corespunzătoare în rezistenţe — rezistenţa medie şi abaterea standard — cu care se calculează coeficientul de omogenitate.

Trebuie subliniat faptul că, în lipsă unei experienţe suficiente care să fi permis elaborarea unor criterii specifice măsurătorilor nedistructive, aprecierea omogenităţii betonului, pe baza datelor furnizate de aceste măsurători, se face în toate ţările în conformitate cu criteriile stabilite pentru interpretarea rezultatelor încercărilor clasice, folosite la controlul calităţii betonului.

Ambele procedee, indicate pentru calculul caracteristicilor de omogenitate ale betonului, scapă din vedere două aspecte ale problemei, a căror ignorare poate duce la obţinerea unor rezultate depărtate de cele corespunzătoare situaţiei reale. Este vorba în primul rînd de influenţa dispersiunii rezistenţelor faţă de curba etalon, care se manifestă atît în cazul măsurătorilor cu sclerometrul, cît şi al celor cu ultrasunete, şi, în al doilea rînd, de influenţa factorului dimensional, care se manifestă numai în cazul măsurătorilor cu ultrasunete.

INFLUENŢA DISPERSIUNII REZISTENŢELOR FAŢĂ DE CURBA MEDIE ETALON

Prin transformarea, pe baza unei curbe medii etalon, a datelor măsurătorilor nedistructive, în rezistenţe se reduce dispersia acestora, deoarece se înlocuieşte legătura de corelaţie statistică dintre cele două grupuri de valori printr-o relaţie funcţională, ignorîndu-se dispersia rezistenţelor faţă de curba etalon (fig. 1).

Pentru a pune în evidenţă în ce măsură acest procedeu deformează caracteristicile distribuţiei reale a rezistenţelor, s-au prelucrat datele a patru serii de încercări, în cursul cărora s-au determinat vitezele ultrasunetului şi rezistenţa la compresiune pe cuburi de 30 × 30 × 30 cm (seriile I şi II) şi pe cuburi de 20 × 20 × 20 cm (seriile III şi IV). Aceste încercări au fost efectuate pe un mare număr de probe de control de pe şantierele U.H.E. — Oraş Gh. Gheorghiu-Dej şi a barajului Strîmtori — Firiza. Numărul de probe şi caracteristicile compoziţiei betonului sînt date în tabela 1.

Tabela 1

Seria	Lucrarea	Nr. probe	Granula max. mm	Dozaj kg/m³	A/C
I	U.H.E. - Oraş Gh. Gheorghiu-Dej — baraj 1964	123	120	265	0,44
II	U.H.E. - Oraş Gh. Gheorghiu-Dej baraj 1965	204	120	265	0,44
III	U.H.E. - Oraş Gh. Gheorghiu-Dej uzină	117	50	325	0,64
IV	Barajul Strîmtori	100	80	250	0,58

Pentru fiecare serie de măsurători s-a trasat curba medie $R = f(v)$ şi s-a calculat, ca măsură a dispersiei în jurul curbei medii, media patratică a abaterilor relative pe direcţia

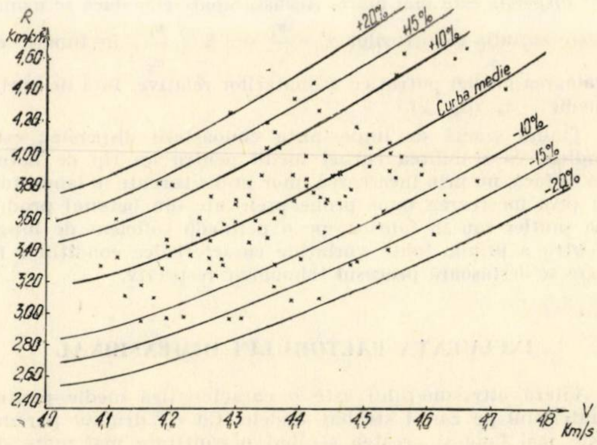


Fig. 1. Date experimentale şi curba $R = f(v)$ corespunzătoare

rezistențelor față de curbele respective. S-au obținut pentru această mărime — notată cu s_a — următoarele valori :

seria	I	II	III	IV
s_a	9,82	12,50	13,35	10,00

După cum se vede, aceste valori sînt destul de mari și caracterizează gradul de variabilitate, în condițiile șantierelor respective, a acelor factori care influențează parametrii relației viteză-rezistență.

De asemenea, s-au determinat pentru fiecare serie de încercări :

— rezistența medie ($\overline{R}_1$), abaterea medie patratică (s_1), coeficientul de variație (C_{v1}) și coeficientul de omogenitate (K_1) pentru mulțimea rezistențelor reale, obținute prin ruperea cuburilor :

— aceleași mărimi, notate cu indicele 2, calculate pentru mulțimea rezistențelor obținute pe baza curbei medii din mulțimea vitezelor măsurate, conform metodologiei indicate în normativul C.S.C.A.S. [1] ;

— aceleași mărimi, notate cu indicele 3, calculate conform normativului sovietic [4].

Valorile obținute sînt date în tabela 2.

Tabela 2

Seria	$\overline{R}_1$	$\overline{R}_2$	$\overline{R}_3$	s_1	s_2	s_3	C_{v1}	C_{v2}	C_{v3}	K_{b1}	K_{b2}	K_{b3}
	kg/cm²			kg/cm²			%					
I	472	459	459	41,0	19,8	17,0	8,7	4,3	3,7	0,74	0,87	0,89
II	385	383	382	54,0	18,9	17,0	14,0	4,9	3,2	0,58	0,85	0,89
III	383	378	383	52,0	17,1	16,0	13,7	4,5	4,2	0,59	0,87	0,88
IV	373	370	372	50,0	22,1	29,5	13,4	6,0	7,9	0,60	0,82	0,76

Comparînd valorile parametrilor statistici ai distribuției rezistențelor betonului, calculate pe baza vitezelor ultrasunetului, cu cele corespunzătoare distribuției rezistențelor, obținute prin ruperea cuburilor, se constată următoarele :

— rezistențele medii, practic, nu diferă ;

— abaterile medii patratice și coeficienții de variație se reduc sensibil, reprezentînd numai 30—60% din valorile reale ;

— coeficientul de omogenitate crește cu 20—45% față de valorile reale.

Prin aprecierea omogenității betonului, pe baza datelor măsurătorilor nedistructive, conform cu prevederile normativelor existente, se ajunge la o imagine ameliorată a realității. Ameliorarea este datorită ignorării dispersiei rezistențelor față de curba medie și este cu atît mai accentuată, cu cît dispersia este mai mare. Aceasta apare clar dacă se urmărește variația raporturilor $\alpha = \frac{s_1}{s_2}$ sau $\beta = \frac{s_1}{s_3}$, în funcție de valoarea mediei patratice a abaterilor relative, față de curba medie — s_a (fig. 2).

Ținînd seamă de importanța cunoașterii dispersiei, este indicat ca stabilirea curbei medii pentru un tip de beton să se facă, nu prin încercarea unor probe turnate în laborator, ci prin încercarea unor probe prelevate din betonul produs pe șantier sau în fabrică, pe o perioadă suficient de lungă pentru a prinde toate variațiile caracteristice condițiilor în care se desfășoară procesul tehnologic respectiv.

INFLUENȚA FACTORULUI DIMENSIONAL

Viteza ultrasunetului este o caracteristică medie pentru materialul pe care-l străbat undele. Cu cît drumul parcurs este mai lung și acestea străbat o cantitate mai mare de material, cu atît vitezele obținute au o valoare mai apropiată de viteza medie reprezentativă pentru materialul dat. Ca urmare, pe măsură ce crește baza de măsurare, se reduce dispersia mulțimii de valori a vitezelor, viteza medie păstrîndu-se constantă ; abaterea standard și coeficientul de variație pentru mulțimea corespunzătoare a rezistențelor se reduc de asemenea.

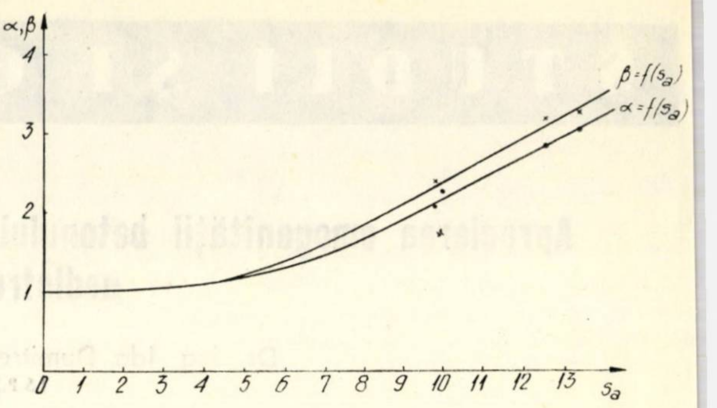


Fig. 2. Graficul variației coeficientului de reducere a abaterii medii standard a rezistențelor deduse din măsurători nedistructive în funcție de s_a

Astfel, pentru a putea obține, prin metoda măsurătorilor ultrasonice, date comparabile asupra omogenității betonului din construcții cu dimensiuni diferite, apare necesar să se găsească o cale de eliminare a influenței factorului dimensional. Această problemă își poate găsi o rezolvare teoretică.

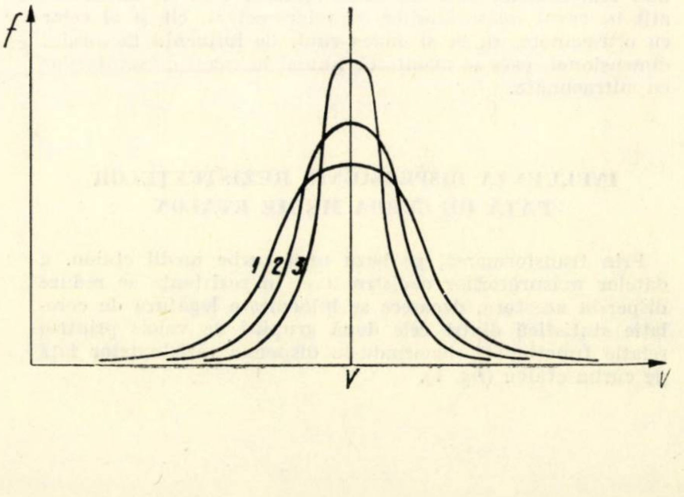
Să considerăm un volum de material (avînd un anumit grad de omogenitate), caracterizat prin mulțimea de valori V ale vitezelor măsurate pe distanța l, avînd viteza medie $\overline{V}$ și abaterea medie patratică σ_l. Mulțimea vitezelor, obținută prin măsurarea pe distanța $n \cdot l$, reprezintă de fapt mulțimea valorilor mediei vitezelor obținute din cîte n măsurători cu baza l. Prin urmare această mulțime va avea viteza medie egală cu viteza medie $\overline{V}$ și o abatere medie patratică σ_{nl} egală cu $\frac{\sigma_l}{\sqrt{n}}$ (fig. 3).

Aceeași relație se păstrează bineînțeles și în cazul coeficienților de variație.

Date experimentale, obținute în patru serii de încercări [5], în care s-au făcut măsurători pe lungimi diferite de traversare a undelor printr-un același tip de beton, au fost prelucrate în vederea verificării relației de mai sus.

Pentru fiecare serie de încercări, s-au calculat, pentru fiecare mulțime a vitezelor corespunzătoare unei anumite lungimi parcurse, abaterea medie patratică, coeficientul de va-

Fig. 3. Curbe de frecvență pentru mulțimile valorilor V_l (1) și V_{nl} (2, 3)



riație, precum și raportul dintre abaterile medii patratice obținute.

Aceste date sînt prezentate în tabela 3.

Tabela 3

Seria	Baza de măsurare m		$\sqrt{n}$	Abaterea medie patratică a vitezelor – m/s		C_v%		$\frac{s_l}{s_{nl}}$
	l	nl		s_l	s_{nl}	C_{vl}	C_{vnl}	
I	0,65	1,10	1,3	78,6	62,4	1,96	1,29	1,5
II	0,80	1,60	1,4	114,8	86,7	2,15	2,18	1,33
III	0,70	1,10	1,25	221,0	199,0	6,02	5,25	1,11
IV	0,60	0,80	1,15	204,0	170,0	5,59	4,57	1,20

După cum se vede, s-a obținut o bună verificare a formulei $\sigma_{nl} = \frac{\sigma_l}{\sqrt{n}}$, deoarece valorile calculate pentru $\frac{s_l}{s_{nl}}$ sînt apropiate de valorile $\sqrt{n}$ corespunzătoare. O abatere mai mare s-a obținut în prima serie de încercări, la care coeficientul de variație al mulțimii vitezelor măsurate pe baza 1,10 m a fost de numai 1,29%, adică atît de mic, încît se apropie de domeniul de exactitate al aparaturii.

În același scop, de a verifica relația ce exprimă variația dispersiei mulțimii vitezelor ultrasunetului, în funcție de lungimea drumului parcurs de unde, s-au prelucrat datele experimentale obținute de A. M. Filomidov [6]. Încercările considerate au fost efectuate asupra unor blocuri de beton de diverse dimensiuni (0,5 m × 0,5 m × 6,0 m; 1,0 m × × 2,0 m × 6,0 m), în interiorul cărora, la distanțe de 0,2 m și 0,5 m unul de altul, s-au îmbetonat traductori ultrasonici și au constat în măsurarea vitezelor de propagare a ultrasunetului pe două direcții perpendiculare, cu traversarea undelor de la o față la alta a probelor, precum și de-a lungul unor raze în interiorul blocurilor, cu baze de măsurare de 0,5 m; 1,00 m; 1,5 m; 2,0 m.

Raportînd la valoarea coeficientului de variație a vitezelor măsurate pe baza 0,5 m, valorile coeficienților de variație a vitezelor, măsurate pe baze de două, trei, patru ori mai mari, s-au obținut valori apropiate de $\sqrt{2}$, $\sqrt{3}$, $\sqrt{4}$ (tabela 4). Deci și în cazul acesta, s-a obținut o bună verificare a relației $\sigma_{nl} = \frac{\sigma_l}{\sqrt{n}}$ (fig. 4).

Reducerea coeficientului de variație al vitezelor ultrasunetului o dată cu creșterea bazei de măsurare face să existe o dimensiune maximă, pînă la care se pot obține, prin măsurători cu ultrasunete, informații privind omogenitatea betonului cercetat. La această dimensiune, care este funcție de gradul de omogenitate a betonului și de aparatura folosită, variația vitezelor începe să intre în domeniul de exactitate a citirilor la aparat.

Este necesar de precizat că formula $\sigma_{nl} = \frac{\sigma_l}{\sqrt{n}}$ poate fi aplicată numai în cazul cînd valorile măsurate ale vitezelor reprezintă mulțimea valorilor întîmplătoare ale aceleiași mărimi aleatorii.

Cînd pe direcții normale direcției de propagare a undelor există o variație a calității betonului, care nu este întîmplătoare, se obțin valori ce se grupează în mulțimi distincte caracteristice pentru zonele respective. Această variație nu este afectată de baza de citire. Astfel, de exemplu, dacă la un stîlp, condițiile de turnare au favorizat obținerea unui beton mai slab în zona inferioară, această variație este prinsă în aceeași intensitate, dacă citirea se face pe dimensiunea mai mare sau mai mică a secțiunii stîlpului. Se înțelege că aceasta nu se referă la cazul unor defecte localizate (goluri).

Generalizînd, se poate spune că orice variație a calității betonului pe o anumită direcție, produsă de alte cauze decît cele care provoacă variația întîmplătoare în toată masa lui, se face simțită, indiferent de mărimea bazei de citire, dacă undele se propagă într-un plan perpendicular pe direcția în cauză.

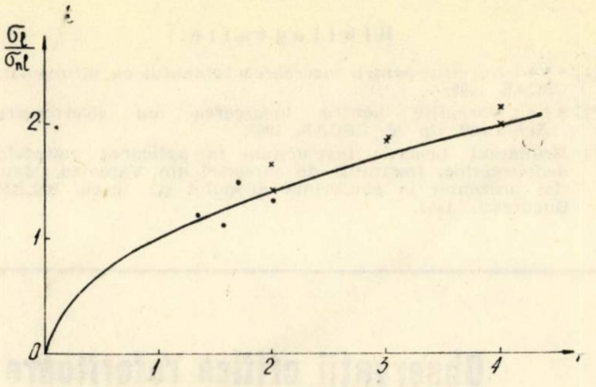


Fig. 4. Graficul relații $\frac{\sigma_i}{\sigma_{nl}} = f(n)$

● Încercări ISPH
x Încercările lui A. M. Filonidov.

Tabela 4

Baza de măsurare m	Viteza medie a ultrasunetului (m/s)		C_v (%)		n	$\sqrt{n}$	$\frac{C_{vl}}{C_{vnl}} = \frac{s_l}{s_{nl}}$	
	28 z.	180 z.	28 z.	180 z.			28 z.	180 z.
0,50	4 010	4 340	2,8	2,8	1	1	1	1
1,00	4 010	4 340	2,0	1,7	2	1,4	1,4	1,65
1,50	4 010	4 340	1,5	1,5	3	1,73	1,87	1,86
2,00	4 010	4 340	1,4	1,3	4	2	2	2,15

CONCLUZII

În problema aprecierii omogenității betonului, pe baza datelor măsurătorilor nedistructive, cercetările efectuate au permis să se pună în evidență următoarele:

— Datorită faptului că, prin transformarea, pe baza unei curbe medii etalon, a datelor măsurătorilor nedistructive în rezistențe, se înlocuiește legătura de corelație statistică dintre cele două mulțimi de valori cu o relație funcțională, caracterul distribuției rezistențelor apare deformat, în sensul reducerii abaterii standard. Această reducere este cu atît mai pronunțată, cu cît dispersia rezistențelor reale față de curba medie este mai mare.

— Pentru un anumit tip de beton, abaterea medie patratică a mulțimii vitezelor ultrasunetului variază în funcție de baza de măsurare, conform relației $\sigma_{nl} = \frac{\sigma_l}{\sqrt{n}}$. Ca urmare, omogenitatea betonului determinată din datele măsurătorilor ultrasonice apare influențată de factorul dimensional.

În consecință, este necesar ca, în aprecierea omogenității betonului în construcții, pe baza măsurătorilor nedistructive, să se procedeze cu discernămînt. Aplicarea prescripțiilor normativelor existente în forma lor actuală poate duce la obținerea unei imagini deformate a acestei caracteristici.

Luarea în considerație a influenței asupra parametrilor statistici ai mulțimii rezistențelor deduse din măsurători nedistructive, a dispersiunii rezistențelor față de curba medie etalon (măsurători cu sclerometrul și ultrasunete), precum și a factorului dimensional (măsurători cu ultrasunete) permit ca aprecierea omogenității betonului să se facă de pe poziții mai apropiate de realitate.

Bibliografie

[1] * * * : *Normtiv pentru încercarea betonului cu ultrasunete*, CSCAS. 1965.

[2] * * * : *Normativ pentru încercarea cu sclerometrul „Schmidt“ tip N*. CSCAS, 1965.

[3] Brunarski Leslav : *Instrucţiuni în aplicarea metodelor nedistructive*. Institutul de cercetări din Varşovia, Material prezentat la conferinţa grupului de lucru RILEM. Bucureşti, 1964.

[4] * * * : *Instrucţiuni provizorii pentru controlul calităţii betonului elementelor şi construcţiilor de beton armat cu metoda ultrasonică*, RTU—RSSU, 92/62.

[5]. Dumitrescu I., Lefter L. : *Folosirea metodelor nedistructive pentru determinarea proprietăţilor fizico-mecanice ale betonului. Referat intern.* — ISPH, 1965.

[6] Filomidov A. M. : *Cercetări asupra propagării ultrasunetului în betonul hidrotehnic*. Ghidrotehniceskoe stroitelstvo nr. 12, 1964.

Observaţii critice referitoare la utilizarea sclerometrelor pentru determinarea rezistenţei la compresiune a betonului

Ing. A. Ştefănescu-Goangă

Laboratorul central de betoane al Trustului 5 Construcţii — Braşov

1. Aplicarea practică în construcţii a metodelor nedistructive de determinare a rezistenţei betonului, prin măsurarea durităţii superficiale, a început la noi în ţară în anul 1956, prin întrebuinţarea sclerometrului-pendul imaginat de inginerul H. Voina şi construit în cadrul Trustului 5 Construcţii [1]. Ulterior, acesta a fost înlocuit cu sclerometrul Schmidt tip N care are dimensiuni mai mici şi este mai uşor de manevrat. La utilizarea mai îndelungată a acestui tip de sclerometru, s-a constatat însă că rezultatele obţinute prin citirea rezistenţelor pe diagrama fixată pe corpul aparatului nu corespund realităţii, decît într-o mică zonă, în jurul indicilor 38—40, respectiv în jurul rezistenţei de 400 kg/cm²[2].

Cercetări sistematice, făcute de către INCERC, au arătat că relaţia între indicele de recul şi rezistenţa la compresiune a betonului nu este aceeaşi pentru orice beton, ci depinde de anumiţi factori care determină calitatea lui. Rezultatele acestor cercetări au fost concretizate într-un normativ [3], care a fost supus experimentării practice.

În cele ce urmează, vom expune unele observaţii rezultate din încercările făcute, de către laboratorul central de betoane al Trustului 5 Construcţii Braşov, asupra construcţiilor şi de asemenea din încercările făcute în laborator pentru verificarea normativului.

2. OBSERVAŢII FĂCUTE CU OCAZIA CERCETĂRILOR PE CONSTRUCŢII

Trebuie arătat de la început că, la o construcţie oarecare din beton, nu sînt în general realizate condiţiile care există la un cub de control. La acesta din urmă, betonul poate avea o omogenitate suficientă ca să se poată presupune că masa betonului are aceleaşi proprietăţi mecanice ca şi stratul superficial de 3 cm, pentru a cărui rezistenţă încercarea cu sclerometrul este reprezentativă conform prevederilor normativului C 30—26. Această condiţie nu este realizată la o construcţie din beton şi mai ales din beton armat, la care dimensiunile mari şi prezenţa armăturilor fac să nu se poată realiza o omogenitate asemănătoare cu a cuburilor. Din această cauză, cercetarea betonului în construcţii cu ajutorul sclerometrului trebuie făcută cu foarte mare atenţie, ţinîndu-se seamă, pe lîngă elementele prevăzute de normativ, de toate condiţiile constructive şi de execuţie, iar rezultatele obţinute trebuie neapărat verificate prin alte metode. Verificarea pe cuburi de control nu este concludentă, din motivele arătate mai sus ; verificarea pe carote extrase din betonul construcţiei nu este posibilă din cauza formei acestora, iar dacă avem la dispoziţie un aparat cu ultrasunete, vom prefera desigur să facem cercetarea cu acesta.

Cazurile în care se poate conta pe rezultatele date de sclerometru sînt deci destul de rare. Ele se limitează la situaţiile cînd nu putem întrebuinţa alte metode sau atunci cînd întrebuinţarea concomitentă a sclerometrului cu alte metode este avantajoasă. În acest din urmă caz, se pot trage uneori concluzii interesante. Pentru ilustrarea celor spuse vom da în cele ce urmează cîteva exemple din practica noastră.

2.1. La o construcţie din beton armat din Braşov, alcătuită din stîlpi şi grinzi de 12 m deschidere, s-a cerut să se facă o determinare a rezistenţei, deoarece mai multe serii de cuburi de control dăduseră rezultate neconcordante.

Prima cercetare s-a făcut asupra stîlpilor, imediat după ruperea cuburilor de control, cu un sclerometru Schmidt tip N, socotindu-se suficientă, deoarece armăturile erau destul de rare şi betonul fusese turnat foarte plastic. Rezultatele fiind slabe — rezistenţa în jur de 100 kg/cm², faţă de marca B 170 — s-a făcut în ziua următoare o cercetare a aceloraşi stîlpi cu defectoscopul cu ultrasunete, iar pentru verificare s-au scos şi trei carote. Rezultatele obţinute au fost concordante după cum se poate vedea din tabela 1.

Tabela 1

Elementul de construcţie	Rezistenţele obţinute kg/cm² cu sclerometru	cu ultrasunete	pe carote
Stîlpul 1	115	97	101
Stîlpul 2	118	113	—
Stîlpul 3	119	120	113
Stîlpul 4	85	82	98
Media	109	103	104

Rezistenţele găsite erau necorespunzătoare : totuşi, înainte de a se trece la măsuri de consolidare şi deoarece termenul de dare în funcţiune permitea acest lucru, am hotărît să aşteptăm un timp, deoarece betonul fusese executat cu

Tabela 2

Elementul de construcţie	Rezistenţe kg/cm²			
	prima cercetare		a doua cercetare	
	cu sclerometru	cu ultrasunete	cu sclerometru	cu ultrasunete
Stîlpul 1	115	97	178	120
Stîlpul 2	118	113	174	115
Stîlpul 3	119	120	161	111
Stîlpul 4	85	82	163	116
Media	109	103	169	115

ciment M 400, care se ştie că are uneori o întărire excepţional de lentă. Din diferite motive, nu am putut face această încercare decît după 4 luni; de data aceasta am lucrat paralel cu sclerometrul şi defectoscopul cu ultrasunete, la aceleaşi elemente. Relaţia între viteza de propagare şi rezistenţă fiind verificată la prima cercetare, am socotit că nu este necesar să mai scoatem şi de data aceasta carote, lucru care ar fi fost şi greu din cauza stadiului construcţiei. Bine înţeles, în prelucrarea datelor directe, am ţinut seamă de coeficienţii de influenţă ai vîrstei, care sînt alţii decît la prima cercetare. În tabela 2 am înscris comparativ datele obţinute din prima şi a doua cercetare.

Din examinarea cifrelor din tabelă, se vede că stratul de beton de la suprafaţă a continuat să se întărească, atingînd marca prescrisă, pe cînd în masa stîlpului, rezistenţa n-a mai crescut. Ca urmare, stîlpii respectivi au fost consolidaţi. Evident că, dacă se lucra numai cu sclerometrul, faţă de creşterea oarecum logică a rezistenţelor măsurate, s-ar fi crezut că marca este atinsă şi nu s-ar fi luat nici o măsură, astfel că ulterior s-ar fi putut întîmpla accidente.

2.2. La o hală industrială din regiunea Hunedoara, alcătuită din stîlpi şi ferme prefabricate asamblate prin precomprimare, stîlpii în număr de zece au fost prefabricaţi pe şantier. Întrucît turnarea lor s-a făcut pe timp rece şi, pe de altă parte, se intenţiona ridicarea lor la vîrsta de 14 zile, am făcut verificarea rezistenţei cu sclerometrul, socotind încercarea suficientă, deoarece stîlpii aveau dimensiuni mari, armături destul de rare şi condiţii de execuţie optime din punctul de vedere al compactării betonului. La încercarea făcută pe cei zece stîlpi, al căror beton prezenta un aspect foarte omogen şi compact, am găsit rezistenţe între 40 şi 70 kg/cm² pentru marca prescrisă B 200. Ca urmare, considerînd că betonul nu avusese condiţii optime de întărire, s-au executat în jurul lor nişte cadre de lemn, pe care s-a întins folie de polietilenă, creîndu-se astfel un spaţiu închis, în care s-a introdus abur viu la temperatura de 40...50°C. După două săptămîni de tratament, deci la vîrsta de 28 de zile, timp în care rezistenţa s-a controlat zilnic cu sclerometrul, acesta a mai crescut, ajungînd la valori între 90 şi 130 kg/cm², care, totuşi, nu erau suficiente faţă de marca prescrisă.

Cuburile de control, patru serii luate din betonul turnat în stîlpi şi păstrate în condiţii STAS, avînd vîrsta de 28 zile, au fost rupte şi au dat rezistenţele medii 180, 225, 195, 205 kg/cm². În această situaţie, am recurs la cercetarea betonului cu ultrasunete. Din cercetare, au rezultat diferenţe foarte mari între rezistenţele stabilite cu ultrasunete şi cele pe cuburi. În tabela 3, se văd rezultatele înscrise comparativ.

Cercetînd mai amănunţit condiţiile de execuţie, am găsit explicaţia acestor diferenţe: în ziua turnării şi în cele precedente, temperatura exterioară fiind în jur de +10°C, nu s-au luat măsuri de protejare a stîlpilor după turnare. În noaptea următoare turnării, a survenit îngheţul. A doua zi, stîlpii au fost acoperiţi cu polietilenă şi spaţiul interior s-a încălzit cu aburi. Stratul de beton de la suprafaţă fusese însă atacat de îngheţ, care fiind de scurtă durată nu a pătruns mai adînc, astfel că betonul din interior s-a întărit normal.

Tabela 3

Stîlp nr.	Rezistenţe determinate kg/cm²		
	cu sclerometru	cu ultrasunete	pe cub de control
1	130	325	—
2	85	200	180
3	110	305	—
4	100	270	255
5	85	215	—
6	85	225	195
7	130	230	—
8	85	220	—
9	90	190	—
10	130	255	205
Media:	101	243	209

Se vede că cercetînd numai cu sclerometrul am fi ajun la concluzia că stîlpii trebuie consolidaţi, deoarece rezistenţa medie era de circa 40% din marcă. Aceasta ar fi dus la cheltuieli importante şi întîrzieri în predarea lucrării, care nu erau justificate. Pe de altă parte, prin acest exemplu, se confirmă prevederea din normativul C 30—62, că metoda de duritate superficială nu dă rezultate bune la examinarea betoanelor supuse îngheţului. Încercarea iniţială cu această metodă se datorează faptului că nu s-a ştiut de la început că betonul a fost atacat de frig, deoarece nu prezenta semne evidente de îngheţ.

2.3. La construcţia unor baterii de tancuri pentru bere, din beton armat precomprimat, compuse din patru grupe de celule a cîte patru rînduri, avînd secţiunea pătrată şi grosimea pereţilor de 25 cm, s-a cerut să se facă verificarea rezistenţei betonului, înainte de precomprimare. Turnarea acestor tancuri se făcuse alternativ, astfel că, la data încercării, ultimul nivel turnat avea vîrsta de o lună, iar primul vîrsta de trei luni. Cum, din cauza formei celulelor şi a situaţiei locale, o cercetare cu ultrasunete era practic imposibilă, am hotărît să facem deocamdată o cercetare cu sclerometrul, urmînd ca, în funcţie de rezultatele obţinute, să se ia alte măsuri.

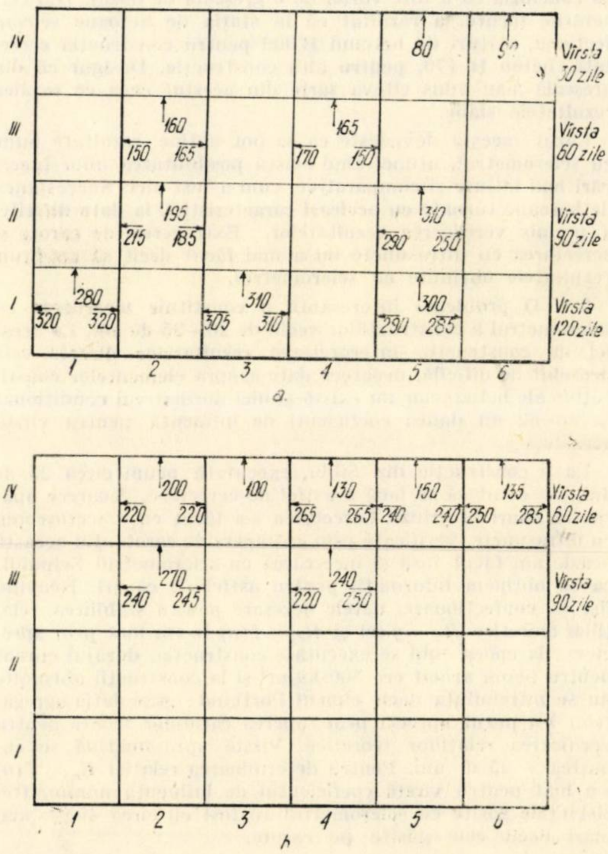
La încercarea făcută am găsit rezistenţe variabile, însă crescînd normal în ordinea vechimii, adică fiind maxime la nivelul cel mai de jos şi minime la nivelul cel mai de sus. Rezistenţele obţinute au fost înscrise pe schema din figura 1 a, care reprezintă chiar axele pereţilor celulelor.

Marca prescrisă a betonului fiind B 300, se vede din figură că ea fusese atinsă la nivelul inferior, iar rezistenţa descreştea cu cît urcam mai sus, spre betoanele mai recent turnate. Bineînţeles că, în interpretarea rezultatelor directe, am ţinut seamă de coeficienţii de influenţă diferiţi, datorită vîrstelor diferite.

Fig. 1

a — rezistenţele la 10 decembrie 1964

b — rezistenţele la 12 ianuarie 1965



Luînd într-un sistem de axe de coordonate timpul în abscisă și rezistența stabilită cu sclerometrul în ordonată, am obținut curba din figura 2.

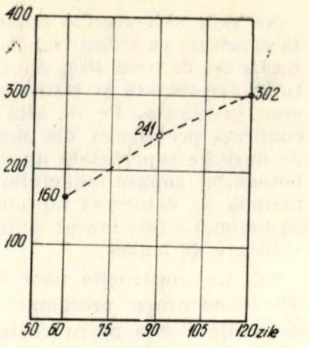


Fig. 2

Această curbă indică o întărire ritmică la nivelul II și III, deși întîrziată, a betonului, din cauza timpului răcoros. La nivelul IV se vede însă o situație anormală la planșeul superior. Din alura curbei, se presupunea că după două luni rezistențele de la ultimul nivel vor ajunge și ele la marcă. Pentru a se accelera întărirea, s-a introdus abur viu în celule, iar hala a fost încălzită cu radianți.

După o lună, am făcut o a doua cercetare în celulele la care prima dată marca nu fusese atinsă. Rezultatele acestei cercetări se văd în figura 1 b. Se constată că la nivelul III rezistența medie a crescut de la 160 la 244 kg/cm², care corespunde, pe curba din figura 2, întăririi normale a acestui beton și lasă să se presupună că în scurt timp va atinge marca prescrisă.

La nivelul IV, rezistența la pereți a ajuns și ea la aceeași valoare. La planșeele superioare, a patru din celule, rezistențele au rămas însă mult sub marcă, rezistența medie fiind de 130 kg/cm². În această situație, deoarece ritmul de execuție al construcției o permitea, s-a mai așteptat trei luni de zile, apoi s-au extras, din planșeul nivelului IV, patru carote, din care trei din planșeul celulei 3, care dăduseră rezistențele cele mai slabe, și una din zona cu rezistența 200 kg/cm² (celula 2) de la același nivel.

S-au găsit următoarele rezistențe :

— la planșeul celulei nr 3 — media 176 kg/cm²

— la planșeul celulei nr 4 — rezistența 280 kg/cm².

Am dedus, deci, că betoanele au avut o întărire normală, cu excepția planșeelor celulelor 3, 4, 5, 6, de la nivelul IV.

O examinare a carotelor cu ajutorul ultrasunetelor a dus la concluzia că a fost vorba de o greșeală de dozaj. Din cercetările făcute, a rezultat că în stația de betoane se confecționa, alături de betonul B 300 pentru construcția cercetată, beton B 170, pentru altă construcție. Desigur că din greșeală s-au adus cîteva șarje din acesta, ceea ce explică rezultatele slabe.

Cazul acesta dovedește că se pot obține rezultate bune cu sclerometrul, atunci cînd există posibilitatea unor încercări mai întinse și comparative, cum a fost aici. Succesiunea de betoane turnate cu aceleași caracteristici, la date diferite, a permis verificarea rezultatelor. Extragerea de carote și cercetarea cu ultrasunete nu a mai făcut decît să confirme rezultatele obținute cu sclerometrul.

2.4. O problemă interesantă o constituie încercarea cu sclerometrul a construcțiilor vechi de 20—25 de ani. La acest fel de construcții, interpretarea rezultatelor directe este deosebit de dificilă, deoarece date asupra elementelor constitutive ale betoanelor nu există și nici normativul condiționat C 30—62 nu dădea coeficienți de influență pentru vîrsta aceasta.

La o construcție din Sibiu, executată acum circa 25 de ani, s-a cerut să se facă o astfel de cercetare, deoarece apăruseră fisuri în grinzi. Cercetarea s-a făcut cu defectoscopul cu ultrasunete, verificată prin extragere de carote. Cu această ocazie am făcut însă și încercarea cu sclerometrul Schmidt, ca să obținem informații pentru astfel de cazuri. Neavînd fișe de confecționare, datele necesare pentru stabilirea relațiilor teoretice $R_c = f(v)$ și $R_c = f(n)$ le-am luat prin apreciere : la epoca cînd se executase construcția, dozajul curent pentru beton armat era 300 kg/m³ și la construcții obișnuite nu se întrebuința decît ciment Portland ; granulația agregatelor s-a putut aprecia prin ruperea carotelor scoase pentru verificarea relațiilor teoretice. Vîrsta aproximativă se cunoștea — 25 de ani. Pentru determinarea relației $R_c = f(n)$ s-a luat pentru vîrstă coeficientul de influență minim. Rezistențele găsite cu sclerometrul au fost cu circa 40 % mai mari decît cele găsite pe carote.

La alte două construcții, de aceeași vechime, din Brașov, rezistențele găsite cu sclerometrul au fost de 35 %, la prima, și 55 %, la a doua, mai mari decît cele găsite pe carote. De aici a rezultat necesitatea de a se completa coeficienții de influență, dați de normativul condiționat pentru vîrsta betonului, cu coeficienții care să aplice pentru betoane cu vechime mare.

3. OBSERVAȚII FĂCUTE CU OCAZIA CERCETĂRILOR ÎN LABORATOR

Paralel cu cercetările practice pe teren, am făcut și încercări în laborator pe cuburi de control, primite de la diferite șantiere ale Trustului 5 și de la alte întreprinderi.

Scopul încercărilor a fost de a se face o verificare a coeficienților de influență corectați [5] și de a se stabili aproximația metodei în cercetările pe teren. Această aproximație, care în cazul cuburilor executate de INCERC în laborator pentru stabilirea influenței diferitelor elemente ale betonului este de ±30 %, așa cum se arată în normativul condiționat, este mai mare în cazul cuburilor de control executate pe șantiere, unde, în general, condițiile de confecționare a lor sînt mai defavorabile decît într-un laborator central, iar datele înscrise în fișa de confecționare nu corespund totdeauna cu cele reale.

Pentru a ne da seama de acest lucru, am luat 12 cuburi din beton cu aceeași rețetă (B 200), turnat la un bloc turn executat în cofraje alunecătoare. Cuburile sînt luate la intervale de 12 ore, la o diferență de nivel de 1,50 m în construcție. Ele au fost încercate cu același sclerometru.

Tabela 4

Indicii de recul pe același beton	Rezistențe kg/cm²		$\varepsilon = \frac{R_{pr} - R_n}{R_{pr}}$
	Calculate după normativ R_n	Obținute la presă R_{pr}	
21,5	143	205	+0,30
23,5	168	210	+0,20
24,0	175	240	+0,27
24,5	182	237	+0,23
24,5	182	242	+0,25
25,0	189	200	+0,05
27,0	218	235	+0,07
27,0	218	235	+0,07
27,0	218	212	−0,03
28,0	232	300	+0,23
30,0	264	282	+0,06
31,0	281	290	+0,04
Media :	206	241	+0,15

În tabela 4, se dau rezultatele încercării : în coloana 1 am înscris indicii de recul citiți, în coloana 2, rezistențele calculate pe baza normativului C 30—62, în coloana 3, rezistențele obținute prin ruperea la presă, iar în coloana 4, abaterile relative ale rezistențelor, calculate față de cele reale.

Din examinarea cifrelor din tabelă se observă următoarele :

— Rezistențele calculate variază mai mult decît rezistențele reale. Dacă calculăm coeficienții de variație respec-

Tabela 5

Seria	Indic. scler.	Rezis. presă	Seria	Indic. scler.	Rezis. presă	Seria	Indic. scler.	Rezis. presă
1	18,5 17,0 20,0	55 60 48	2	25,0 25,0 25,0	110 112 125	3	34,0 33,0 34,5	192 210 167
4	31,0 30,0 28,0	290 282 300	5	37,5 37,5 34,0	372 292 322	6	34,5 33,5 33,5	380 407 375

tivi, vom găsi valoarea 0,20, pentru rezistențele calculate, și 0,13, pentru rezistențele obținute la presă.

— Abaterile rezistențelor calculate, față de cele reale, nu sînt uniforme, ci variază foarte mult. Față de media lor, ele variază pînă la 100 %. Se mai observă de multe ori că, la cuburile din aceeași serie, rezistențele nu variază în același sens cu indicii sclerometrici. În tabela 5 am arătat cîteva cazuri de acest fel.

Pentru încercările de laborator am folosit circa 1 000 de cuburi de control de mărcile cele mai diferite, provenite de la un mare număr de șantiere.

3.1. Stabilirea preciziei metodei

Deoarece există discuții dacă interpretarea datelor sclerometrului, pe baza prevederilor normativului condiționat, dă rezultate mai exacte decît dacă ele se interpretează pe baza unei curbe unice, similare cu cea dată de prospectul aparatului, am întreprins o serie de încercări în laborator. În acest scop, am încercat cuburile cu sclerometrul, apoi le-am rupt la presă și am comparat rezistențele reale cu cele calculate, pe de o parte, pe baza prevederilor normativului condiționat, pe de altă parte, pe baza unei curbe unice rezultate din peste 1 000 de probe.

Încercările au fost făcute pe cuburi de control, executate din beton cu ciment P, RIM, sau M, avînd dozajele cuprinse, în majoritatea cazurilor, între 250 și 350 kg/m³, vîrsta la 28 zile și fiind păstrate în condiții STAS. Numai în acest fel s-a putut obține o grupare a rezultatelor, care să permită adoptarea unei curbe unice de transformare indice de recul-rezistență.

Am stabilit mai întîi curba unică, grupînd rezistențele reale pe indici sclerometrici citiți. În tabela 6 am calculat mediile rezistențelor obținute la presă pentru fiecare indice sclerometric și am stabilit, pe baza împrăștierii rezultatelor individuale, limitele între care se încadrează 90 % din rezultate.

În diagrama din figura 3, în care abscisele sînt indici de recul și ordonatele rezistențe la compresiune, am înscris punctele reprezentative ale relației exprimate de tabela 6 Înșiruirea punctelor ne dă alura curbei de relație $R_c = f(n)$ pentru valorile medii ca și pentru cele extreme. În tabela 7, am stabilit ecuația curbei medii reprezentative, precum și ecuațiile curbelor limită între care se încadrează 90 % din rezultate.

Puse sub forma $R_c = a\,n^b$ ecuațiile sînt :
pentru curba medie $R_c = 0{,}0223\ n^{2{,}680}$
pentru curba limită minimă $R_c = 0{,}0034\ n^{3{,}130}$
pentru curba limită maximă $R_c = 0{,}0330\ n^{2{,}638}$.

Tabela 6

n	Nr. de cub	Media rezis. obțin.	Abat. medie patrat *S*	Rezistențe extreme		Abatere relativă (%)
				minim. ptr. 90 rezult.	max. (%)	
20	16	63	12,4	41	85	35
21	16	70	14,5	45	95	36
22	32	93	29,7	44	142	32
23	47	93	22,6	56	130	30
24	48	101	21,1	66	136	37
25	49	128	27,5	83	173	35
26	57	151	30,5	101	201	33
27	71	161	28,9	113	209	30
28	81	196	37,1	135	257	29
29	78	194	39,6	129	259	33
30	73	230	32,5	176	284	23
31	62	249	32,6	195	303	22
32	68	258	36,1	199	317	23
33	59	282	38,2	219	345	22
34	46	284	44,4	211	357	26
35	46	300	47,7	221	379	26
36	30	326	50,6	240	412	26
37	25	343	45,1	266	420	22
38	26	392	56,1	296	488	24
39	19	421	65,2	308	534	27
40	16	450	65,1	336	564	25

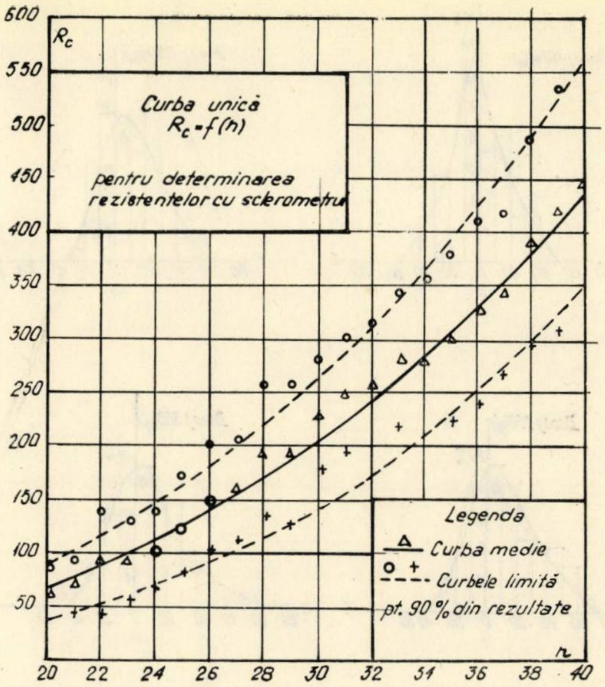


Fig. 3

În tabela 8 am calculat ordonatele curbelor medie, minimă și maximă și abaterile relative. Din tabelele 6 și 8 rezultă că aproximația, în cadrul interpretării rezultatelor după o curbă unică, este de maximum 40 %, lucru în general cunoscut.

Avînd, pe de o parte, curbele date de normativul C 30—62 și curba unică găsită, am calculat abaterile relative, așa cum am arătat mai sus, pentru toate cele peste 1 000 cuburi de control încercate. Pentru a ne apropia cît mai mult de condițiile normativului, am grupat cuburile pe dozaje, acesta fiind singurul element variabil, toate cuburile de control fiind păstrate în condiții STAS și încercate la 28 de zile. În tabela 9, am înscris numărul de probe corespunzător fiecărui interval de abateri și fiecărui dozaj pentru rezistențele calculate pe baza prevederilor normativului. În tabela 10 am făcut același lucru pentru rezistențele calculate pe baza curbei unice. Liniile orizontale duble încadrează 90 % din rezultatele obținute.

Se vede că, în ambele cazuri, abaterea pe totalul probelor este pînă la ±40 %.

Pe baza cifrelor din tabelele 9 și 10, am trasat în figura 4 curbele de frecvență a erorilor. Cu linie plină sînt trasate curbele erorilor rezistențelor, calculate după normativ, iar cu linie întreruptă, curbele erorilor rezistențelor calculate după curba unică.

Din examinarea curbelor trasate pe baza normativului și pe baza curbei unice, se vede că în general acestea sînt comparabile în zona dozajelor (și rezistențelor) medii, respectiv dozaje între 250 și 350 kg/m³, corespunzînd mărcilor B 150—B 300. Abateri mari, între cele două noduri de interpretare, se constată în zona dozajelor mici (fig. 4 a și 4 b) și în zona dozajelor mari (fig. 4 g și 4 h). În aceste zone, interpretarea pe baza normativului (linie plină în figură) dă erori foarte mici și interpretarea pe baza curbei unice

Tabela 7

Curba	Rezistențe extreme		Ecuația de calcul
	pentru n—20	pentru n—40	
Minimă	40	350	$\log R_c = -2{,}470 + 3{,}130 \log n$
Medie	68	435	$\log R_c = -1{,}651 + 2{,}680 \log n$
Maximă	90	560	$\log R_c = -1{,}478 + 2{,}638 \log n$

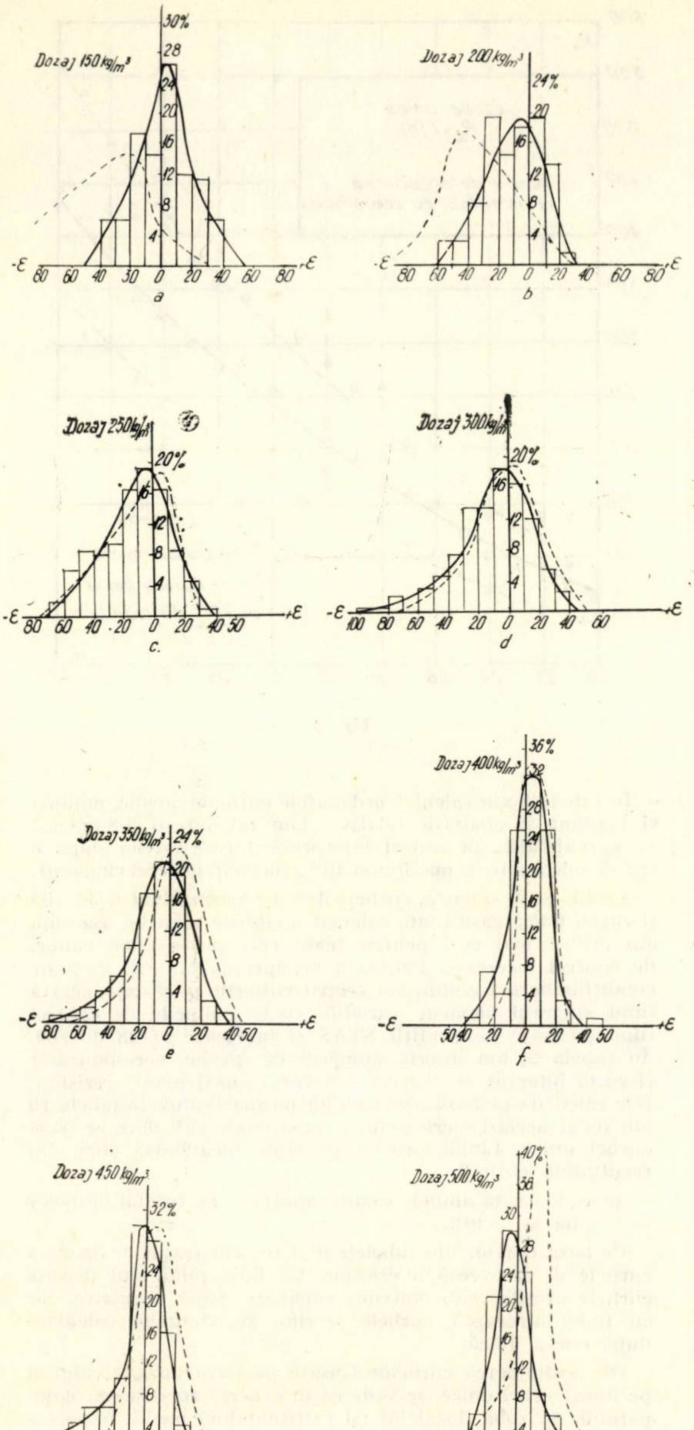


Fig. 4. Curbele de frecvenţă ale erorilor calculate pe dozaje
——— curbele rezistenţelor calculate după normativ
– – – – curbele rezistenţelor calculate după curba unică

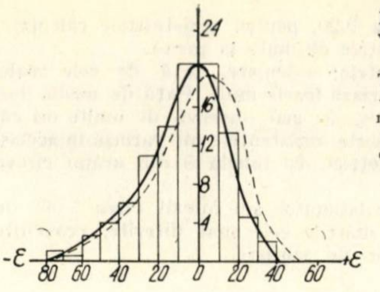


Fig. 5. Curbele de frecvenţă ale erorilor calculate pe total cuburi

Toate dozajele :
——— rezistenţe după normativ
– – – – rezistenţe după curba unică

(linie întreruptă în figură) dă erori mari, lucru observat, în special, la rezistenţele mici. Luînd probele în ansamblu, fără a ţine seamă de dozaje, am obţinut curbele de frecvenţă din figura 5.

Se vede că erorile sînt comparabile, pentru rezistenţele calculate după curba unică fiind puţin mai mari. Aceasta s-ar putea însă eventual remedia printr-o nouă ajustare a curbei unice, pe baza unui număr mai mare de rezultate.

Comparaţiei făcute mai sus i s-ar putea aduce obiecţia că, pentru rezistenţele calculate după curba unică, s-a folosit curba trasată pe baza aceloraşi rezistenţe. Pentru a lămuri şi această situaţie, am luat un număr de 100 de cuburi, altele decît cele care au servit la trasarea curbei unice, şi am făcut şi pentru acestea calculul erorilor rezistenţelor, calculate după normativ şi după curba unică. În figura 6, am trasat curbele de frecvenţă comparative, găsite în acest caz. Se vede că interpretarea după această curbă unică dă erori apropiate de cele găsite la interpretarea după normativ. Din tabelele şi curbele arătate mai înainte, se poate preciza aproximaţia celor două metode de interpretare. În tabela 11 se văd cifrele reprezentative.

Din examinarea cifrelor din tabela 11, rezultă că cele două metode de interpretare dau aproximaţii apropiate, metoda de interpretare, după normativul C 36—62, prezentînd un uşor avantaj pe total. Pe dozaje, avantajul aparţine cînd uneia, cînd celeilalte metode. Pentru dozajele 250—300 kg/m³ (marca 150—300), interpretarea, după oricare din cele două metode, dă aceeaşi aproximaţie. Pentru betoane inferioare—dozaj sub 200 kg/m³ inclusiv (marca mai mică de B 100), interpretarea după normativ este mult mai apropiată de realitate. Pentru betoane superioare (dozaj mai mare de 400 kg/m³), rezultatele din tabela 11 sînt neuniforme, probabil şi datorită numărului mic de probe, ceea ce dă şi aici o nesiguranţă la aplicarea curbei unice. În tabela 12 se dau rezistenţele calculate pe baza curbei unice (curba trasată cu linie plină în fig. 3).

3.2. Cazuri particulare

În cursul cercetărilor făcute, am constatat că diferenţele între rezistenţele calculate după normativ şi cele calculate după o curbă unică sînt mai mari, în cazul betoanelor cu umiditatea ridicată, şi în cazul betoanelor cu vîrste diferite de 28 de zile.

3.2.1. *Betoane cu umezeală ridicată*

Dacă se face comparaţia între rezistenţele calculate după normativ, pentru betoane uscate şi betoane ude, şi rezistenţele calculate după curba unică, se vede că abaterile pentru betoane ude sînt mult mai mari decît pentru betoane uscate. În tabela 13 am făcut această comparaţie. Am notat cu R_1 rezistenţa pentru beton uscat şi R_2 rezistenţa pentru beton ud, corespunzătoare aceluiaşi indice de recul n, calculat după normativ, iar cu R_0 am notat rezistenţele respective, calculate pe baza curbei unice.

În tabelă am luat valorile din normativ corespunzătoare unui beton cu dozaj mediu. Diferenţa între valorile pentru

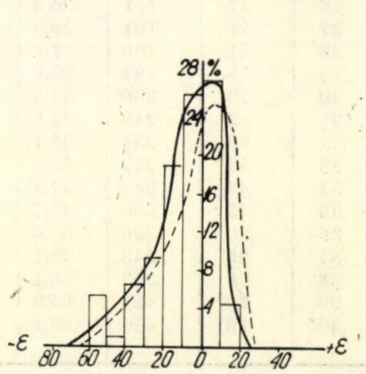


Fig. 6. Curbele de frecvenţă ale erorilor la 100 cuburi oarecare

——— rezistenţe după normativ
– – – – rezistenţe după curba unică

eton ud şi beton uscat este mai mică pentru betoane cu ozaje reduse şi creşte mult la betoane cu dozaje mari.

Rezultă din cele de mai sus că interpretarea după o curbă nică este defavorabilă, în cazul betoanelor umede. De altfel miditatea betoanelor este în general o cauză importantă e imprecizie în lucru cu sclerometrul. Normativul dă valori le coeficienţilor de influenţă pentru betonul uscat şi betonul d ; de multe ori sînt însă de cercetat betoane cu o umiditate intermediară, cum sînt de exemplu cele proaspăt decofrate Pentru a se aplica un coeficient de influenţă corespunzător, se face o interpolare, funcţie de gradul de umiditate, care însă nu poate fi determinat exact, ci trebuie apreciat, lucru destul de greu şi nesigur.

3.2.2. *Betoane cu vechime mai mare sau mai mică de 28 de zile*

În cursul cercetărilor făcute în laborator, am avut şi un număr destul de mare de cuburi de control cu vechime mai mare de 28 de zile, provenind de la diferite şantiere. Am avut şi unele cuburi de contraprobă cu vechime de trei ani. Înainte de a fi rupte la presă, le-am încercat cu sclerometrul şi am calculat rezistenţele după prevederile normativului şi după curba unică stabilită mai sus. Cu ocazia cercetărilor făcute la Sibiu, amintite la punctul 2.4 de mai sus, am dispus şi de unele probe pe carote a unor betoane cu vechime de circa 25 de ani, cu care am putut face încercări comparative. Am avut de asemenea de încercat în laborator cuburi de beton cu vîrsta de şapte zile.

În tabela 14, am dat mediile abaterilor în valoare absolută ale rezistenţelor calculate după cele două metode, faţă de rezistenţele obţinute la presă pe cuburi sau carote. Menţionăm că la calculul rezistenţelor, după o curbă unică la vîrsta de şapte zile, am aplicat corecţia corespunzătoare, conform tabelelor din prospectul sclerometrului Schmidt tip N.

Se vede că, cu cît vîrsta betonului diferă de intervalul 28—50 de zile, abaterile, date de calculul după curba unică, cresc faţă de cele date de calculul după normativ.

Tabela 8

Ordonatele curbelor reprezentative

n	Curba medie	Curba minimă	Curba maximă	Abaterea relativă		*n*	Curba medie	Curba minimă	Curba maximă	Abaterea relativă	
				minim. %	max. %					minim. %	max. %
20,0	68	40	90	40	32	31,0	222	157	285	29	28
21,0	77	47	102	39	32	32,0	240	174	310	28	29
22,0	87	54	115	38	32	33,0	261	192	336	26	29
23,0	98	62	130	37	33	34,0	282	211	364	25	29
24,0	111	71	145	36	31	35,0	304	231	394	24	30
25,0	124	81	162	35	31	36,0	327	252	424	23	30
26,0	138	91	180	34	30	37,0	353	274	455	22	29
27,0	154	102	198	34	29	38,0	380	298	488	22	28
28,0	170	114	218	33	28	39,0	407	323	522	21	27
29,0	187	127	239	32	28	40,0	435	350	560	20	29
30,0	204	141	262	31	28						

Tabela 9

Frecvenţa abaterilor rezistenţelor calculate după normativ

Intervalul	Numărul de abateri pentru dozajul:								Total		
	150	200	250	300	350	400	450	500	nr.	%	%
−1,00−0,90	—	—	—	2	—	—	—	—	2	—	
−0,90−0,80	—	—	—	2	—	—	—	—	2	—	
−0,80−0,70	—	—	—	7	3	—	—	—	10	1,0	
−0,70−0,60	—	—	2	1	2	—	—	—	5	0,5	
−0,60−0,50	—	2	7	11	5	—	—	—	25	2,5	
−0,50−0,40	—	2	10	16	11	—	2	—	41	4,0	
−0,40−0,30	2	5	9	29	15	1	3	—	64	6,0	90 %
−0,30−0,20	2	12	11	51	26	8	3	2	115	11,0	
−0,20−0,10	6	9	19	51	45	5	5	7	147	14,0	
−0,10−0,00	5	11	22	29	56	29	15	10	217	20,5	
+0,00+0,10	9	12	19	63	51	37	14	8	213	20,5	
+0,10+0,20	4	8	10	45	35	29	7	3	141	13,5	
+0,20+0,30	4	1	5	20	8	44	1	2	45	4,5	
+0,30+0,40	2	—	1	10	4	—	—	—	18	2,0	
+0,40+0,50	—	—	—	—	1	—	—	—	1	—	
+0,50+0,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
+0,60+0,70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
+0,70+0,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
+0,80+0,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
+0,90+1,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	34	62	115	377	261	114	50	33	1 046	100,0	

Tabela 1

Frecvența abaterilor rezistențelor calculate după curba unică

Intervalul	Numărul de abateri pentru dozajul:								Total		
	150	200	250	300	350	400	450	500	nr.	%	%
−1,00−0,90	—	—	—		—	—	—	—			
−0,90−0,80	—	—		1	—	—	—	—	1	—	
−0,80−0,70	3	3			—	—	—	—	6	0,5	
−0,70−0,60	3	3	2	3	2	—	—	—	13	1,0	
−0,60−0,50	3	5	7	7	3	—	—	—	25	2,5	
−0,50−0,40	5	11	6	10	3	—	—	—	35	3,5	
−0,40−0,30	4	9	10	21	13	—	—	1	58	5,5	91 %
−0,30−0,20	5	9	14	26	11	—	1	—	66	6,5	
−0,20−0,10	5	8	18	58	27	5	4	—	125	12,0	
−0,10−0,00	2	7	14	66	60	8	6	3	166	16,0	
+0,00+0,10	3	6	21	71	54	25	15	8	203	19,5	
+0,10+0,20	1	2	15	54	50	39	14	13	188	18,0	
+0,20+0,30	—	—	4	39	28	33	8	4	116	11,0	
+0,30+0,40	—	—	3	16	4	3	2	2	30	3,0	
+0,40+0,50	—	—	—	3	4	1	—	1	9	1,0	
+0,50+0,60	—	—	—	—	1	—	—	—	1	—	
+0,60+0,70	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
+0,70+0,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
+0,80+0,90	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
+0,90+1,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	34	63	114	375	260	114	50	32	1 042	100,0	

Tabela 11

Dozajul	Interpretarea după normativ		Interpretarea după curba unică	
	Eroarea relativă medie $\Sigma = \frac{R_{pr} - R_n}{R_{pr}} 100\%$	Mărimea abaterilor maxime pt. 90% din rezultate %	Eroarea relativă medie $\Sigma = \frac{R_{pr} - R_o}{R_{pr}} 100\%$	Mărimea abaterilor maxime pt. 90% din rezultate %
150	16	30	32	70
200	16	35	31	60
250	24	50	20	45
300	20	40	17	35
350	17	35	15	30
400	15	25	24	30
450	15	30	14	30
500	10	25	14	30
Media	18	40	19	40

CONCLUZII

1. Este incontestabil că există o relație între duritatea superficială a betonului, măsurată prin indicele de recul și rezistența lui la compresiune. Ambele variază în același sens și se poate stabili o relație care reprezintă cu aproximație legătura între ele. Variația rezistențelor individuale, în jurul celor medii, este însă foarte mare. Sclerometrul dă uneori rezultate foarte apropiate de realitate, alte ori foarte depărtate. În stadiul actual al interpretării acestora, nu se poate preciza întotdeauna cînd sîntem în unul sau celălalt din cele două cazuri.

2. Pentru betoane de rezistențe medii, uscate și cu vechime de 28—50 de zile, interpretarea rezultatelor, pe baza unei curbe unice, dă rezistențe comparabile cu cele obținute, pe baza interpretării date de normativ. Pentru rezistențe inferioare, rezistențe superioare, betoane umede sau ude și betoane cu vechime diferită de 28 de zile, metoda de interpretare, pe baza unei curbe unice, dă rezultate mult mai depărtate de realitate decît interpretarea pe baza metodei date de normativ. Este deci indicat ca în toate cazurile să se facă interpretarea după această metodă.

Aproximația medie pe care trebuie să se conteze este de ±40%.

3. În practică nu se recomandă să se conteze pe rezistențele găsite numai cu ajutorul sclerometrului, chiar dacă se poate face verificarea pe cuburi; totdeauna se vor verifica rezistențele și cu o altă metodă, cel puțin pentru etalonare.

Tabela 12

n	R	n	R	n	R	n	R	n	R
20,0	68	25,2	126	30,4	210	35,6	317	40,8	460
20,2	69	25,3	129	30,6	214	35,8	322	41,0	467
20,4	71	25,6	132	30,8	218	36,0	327	41,2	473
20,6	73	25,8	135	31,0	222	36,2	332	41,4	479
20,8	75	26,0	138	31,2	225	36,4	337	41,6	486
21,0	77	26,2	141	31,4	228	36,6	342	41,8	493
21,2	79	26,4	144	31,6	232	36,8	347	42,0	500
21,4	81	26,6	147	31,8	236	37,0	353	42,2	506
21,6	83	26,8	150	32,0	240	37,2	358	42,4	512
21,8	85	27,0	154	32,2	244	37,4	363	42,6	518
22,0	87	27,2	157	32,4	248	37,6	368	42,8	524
22,2	89	27,4	161	32,6	252	37,8	374	43,0	531
22,4	91	27,6	164	32,8	256	38,0	380	43,2	537
22,6	93	27,8	167	33,0	260	38,2	385	43,4	544
22,8	95	28,0	170	33,2	264	38,4	390	43,6	551
23,0	98	28,2	173	33,4	268	38,6	396	43,8	558
23,2	100	28,4	176	33,6	272	38,8	401	44,0	565
23,4	102	28,6	179	33,8	277	39,0	407	44,2	572
23,6	105	28,8	183	34,0	282	39,2	412	44,4	579
23,8	108	29,0	187	34,2	286	39,4	417	44,6	586
24,0	111	29,2	190	34,4	290	39,6	423	44,8	593
24,2	113	29,4	193	34,6	294	39,8	429	45,0	601
24,4	115	29,6	196	34,8	299	40,0	435	45,2	608
24,6	118	29,8	200	35,0	304	40,2	441	45,4	615
24,8	121	30,0	204	35,2	308	40,4	447	45,6	622
25,0	124	30,2	207	35,4	312	40,6	453	45,8	630
								46,0	638

Tabela 13

n	Rezistenţele după normativ		Rezistenţele după curbă unică	Abaterea $\varepsilon = \frac{R_0 - R}{R_0}$	
	beton uscat R_1	beton ud R_2	R_0	beton uscat	beton ud
20	91	137	68	−0,34	−1,02
21	103	151	77	−0,34	−0,96
22	115	164	87	−0,32	−0,88
23	127	178	98	−0,30	−0,82
24	140	193	111	−0,26	−0,74
25	154	208	124	−0,24	−0,68
26	168	224	138	−0,22	−0,62
27	184	240	154	−0,19	−0,56
28	197	255	170	−0,16	−0,50
29	212	273	187	−0,13	−0,46
30	229	290	204	−0,12	−0,42
31	246	309	222	−0,11	−0,39
32	264	328	240	−0,10	−0,37
33	282	348	260	−0,08	−0,34
34	302	367	282	−0,07	−0,30
35	323	386	304	−0,06	−0,27
36	342	408	327	−0,05	−0,25
37	364	430	353	−0,03	−0,22
38	389	450	380	−0,02	−0,18
39	415	471	407	−0,02	−0,16
40	440	492	435	−0,01	−0,13
		Media abaterilor		−0,15	−0,49

Tabela 14

Vîrsta beton	Media abaterilor rezist. calculate		$\frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_o}$
	După normativ ε_n	După curba unică ε_o	
7 zile	0,24	0,32	1,61
28−50 zile	0,19	0,19	1,00
51−75 zile	0,15	0,17	1,13
76−100 zile	0,21	0,27	1,28
3 ani	0,23	0,45	2,20
25 ani	0,09	0,41	4,54

Bibliografie

[1] Voina H.: *O metodă mecanică de încercare nedistructivă a betoanelor* – Revista Industria Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii nr. 5/1956.

[2] Ştefănescu-Goangă A: *Consideraţii asupra utilizării sclerometrului Schmidt* – Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii nr. 2/1962.

[3] C.S.C.A.S.-INCERC: *Normativ condiţionat C 30−62 pentru încercarea betonului cu sclerometrul Schmidt tip N.*

[4] Ştefănescu – Goangă A: *Cercetarea betonului cu sclerometrul.* Experienţa Trustului 5 Construcţii – Braşov. IDT. 1963.

[5] Făcăoaru I.: *L'experience de l'application des normes roumaines provisoires pour la determination de la resistance du beton a l'aide du sclerometre Schmidt* – referat prezentat la sesiunea grupei de lucru RILEM pentru încercări nedistructive – Bucureşti. septembrie 1964.

Unele aspecte privind stabilirea compoziţiei betonului

Leforditva
1078 M 4/67

Ing. D. Vasiliu
INCERC – Timişoara

1. INTRODUCERE

Unul dintre dezideratele cele mai importante în prepararea betonului este micşorarea factorului a/c, realizînd bineînţeles un beton lucrabil, funcţie de mijloacele de punere în operă folosite.

În acest sens, în ultimul timp, au fost realizate progrese importante prin generalizarea folosirii mijloacelor mecanice de punere în operă şi a adaosurilor plastifiante ce permit o bună îndesare a betoanelor vîrtoase, reducînd astfel apa de amestec.

În acelaşi timp, prin studii asupra granulometriei agregatelor, s-a căutat să se obţină amestecuri cît mai compacte, care însă să conţină cantităţi cît mai reduse de nisip.

Datorită suprafeţei specifice mari, nisipul are un rol hotărîtor asupra cantităţii totale de apă de amestec şi deci asupra tuturor proprietăţilor betonului proaspăt şi întărit.

Repartizînd cantitatea totală de apă necesară preparării unui beton de o anumită consistenţă, în apa aferentă cimentului, pietrişului şi nisipului, se observă următoarele:

Dintre componenţii betonului, cimentul şi pietrişul necesită în mod practic o cantitate constantă de apă. Astfel, cimentul preia aproximativ 85% din apa de consistenţă normală (determinată conform STAS 227−49), iar pietrişul o cantitate cuprinsă între 25 l/m³, pentru fracţiunea de 7/15 mm şi 10 l/m³, pentru fracţiunea 40/70 mm. Cantitatea de apă, necesară nisipului pentru a obţine un beton lucrabil, variază însă în limite foarte largi, de la 350 l/m³, pentru fracţiunea 0,1/0,2 mm, la 52 l/m³, pentru fracţiunea 3/7 mm [8].

Considerînd un beton cu un anumit dozaj de ciment, de consistenţă dată, pentru a reduce cantitatea de apă necesară preparării sale, va trebui să micşorăm cantitatea de nisip din compoziţie. Asupra celorlalţi componenţi nu putem acţiona, căci cantitatea de ciment este dată, impusă de condiţii de rezistenţă şi durabilitate, iar pietrişul necesită o cantitate de apă mai mică decît nisipul.

Reducerea cantităţii de nisip din compoziţia betonului este însă limitată, în scopul de a realiza un beton fără goluri. Micşorarea acestei cantităţi peste o anumită limită dă un beton cu slabe calităţi mecanice, geliv.

Alcătuirea compoziţiei unui beton poate fi realizată în prezent pe două căi:

a. Se alcătuieşte un amestec de agregate care să se înscrie într-un anumit domeniu, în funcţie de curbele granulometriei folosite. Cantitatea de ciment se stabileşte prin încercarea probelor preliminare sau este dată. Alcătuirea betoanelor după acest procedeu este indicată în normativul P.O.3. 16−13 „Calculul compoziţiei betoanelor în vederea executării încercărilor preliminare" şi inclus într-o formă îmbunătăţită în proiectul de normativ C.S.C.A.S.: „Normativ pentru executare şi recepţionarea lucrărilor de beton şi beton armat".

b. Printr-o determinare experimentală se stabileşte raportul dintre nisip şi pietriş. Acest raport depinde direct de dozajul de ciment. Condiţia stabilirii acestui raport este asigurarea realizării unui beton lucrabil, fără goluri, la care cantitatea de nisip să fie minimă. Betoanele realizate după acest procedeu se numesc „betoane cu minimum de nisip", iar alcătuirea lor face obiectul acestui articol. Se cunosc mai multe metode pentru determinarea compoziţiei betoanelor cu minimum de nisip ([3], [4], [8]). Dintre acestea, cea mai interesantă şi utilă este metoda Valette [8], după principiile căreia se va prezenta în cele ce urmează o metodă experimentală de determinare a compoziţiei betonului.

2. PREZENTAREA METODEI EXPERIMENTALE

Metoda experimentală prezintă următoarele avantaje :

— foloseşte o aparatură simplă, uşor de procurat sau transportat ;

— permite prepararea betoanelor, folosind numai două sorturi de agregate (nisip şi pietriş), reducînd la minimum operaţiile de sortare ;

— asigură realizarea unor betoane durabile, datorită conţinutului redus de nisip din copoziţie, ceea ce permite micşorarea raportului a/c, asigurînd, în acelaşi timp, printr-o determinare experimentală, realizarea unui beton fără goluri.

În principiu, metoda are la bază o determinare experimentală a compoziţiei betonului. Dozajul de ciment este dat. Se presupune că agregatele şi apa nu conţin impurităţi peste limitele admise de norme, iar dimensiunea maximă a granulelor de pietriş corespunde destinaţiei betonului.

Fiind date materialele ce vor fi folosite la prepararea betonului (pietrişul, nisipul, cimentul şi apa) şi precizate mijloacele de compactare şi destinaţie a betonului, urmează să se stabilească proporţia în care aceste materiale intră în compoziţie, astfel încît asigurînd o lucrabilitate optimă, să rezulte un beton plin de marcă prescrisă, cu o cantitate minimă de nisip.

Se înţelege prin beton plin, calitatea acestuia de a nu avea goluri de pastă în mortar sau de mortar în pietriş, astfel ca pasta de ciment că umple toate golurile nisipului, realizînd un mortar plin, iar mortarul astfel obţinut să umple toate golurile pietrişului, asigurînd şi cantitatea necesară pentru acoperirea suprafeţei cofrate, a armăturilor şi a finisării suprafeţei libere a betonului.

Aplicarea metodei cuprinde trei etape distincte :

a. Determinări de laborator în vederea stabilirii anumitor constante ca : greutatea specifică, volumul de goluri în stare uscată, apa de amestec (tabela 2, treptele 1 . . . 10).

b. Determinarea experimentală propriu-zisă a compoziţiei betonului.

Cimentul are numai rolul de a umple golurile nisipului.

Betonul astfel realizat este un beton bun cu minimum de dozaj de ciment (tabela 2, treptele 11 . . . 15).

c. Calculul compoziţiei betonului cu dozajul de ciment prescris (mai mare ca dozajul minim). Cantitatea suplimentară de ciment introdusă în compoziţie se substituie unei cantităţi corespunzătoare de nisip, astfel ca volumul total al amestecului să nu se schimbe. Se obţine astfel o compoziţie finală a betonului.

În cele ce urmează se folosesc următoarele notaţii :

$A = a_c - a_n \cdot N$ în l/kg ciment — Echivalentul de apă (reprezintă cantitatea de apă necesară la înlocuirea unui volum unitar de nisip, inclusiv apa sa de amestec, pentru păstrarea unei consistenţe egale cu a amestecului experimental).

a în l/m³ — Cantitatea totală de apă.

a' în l sau l/m³ — Cantitatea de apă a amestecului experimental sau a betonului cu dozaj minim.

a_c în l/kg ciment — Apa de amestec a cimentului. (Reprezintă circa 85 % din apa de consistenţă normală determinată conform STAS 227—49).

a_n în l/kg sau l/l — Apa de amestec a nisipului.

a_p în l/kg — Apa de amestec a pietrişului

c în kg/m³ — Cantitatea totală de ciment.

c' în kg sau kg/m³ — Cantitatea de ciment a amestecului experimental sau a betonului de dozaj minim.

a în l/m³ — Cantitatea de apă adăugată betonului cu dozaj minim pentru obţinerea betonului de dozaj c prescris.

$\Delta c = c - c'$ în kg — Cantitatea de ciment adăugată betonului de dozaj minim, pentru obţinerea dozajului c prescris.

Δn în l/m³ — Cantitatea de nisip, inclusiv apa de amestec ce va fi scoasă din betonul de dozaj minim, corespunzătoare betonului de dozaj c prescris.

γ_v în kg/l — Greutatea volumetrică în stare uscată şi afînată.

$\gamma_s = \frac{\gamma_v}{W_s}$ în kg/l — Greutatea specifică. Pentru ciment Portland $\gamma_s = 3{,}1$ kg/l ; pentru ciment metalurgic $\gamma_s = 2{,}9$ kg/l.

$N = \frac{r}{W_u}$ în l/kg ciment — Echivalentul de nisip (reprezintă volumul absolut de nisip, inclusiv apa de amestec, egal unui volum de pastă corespunzător unui kg de ciment).

n în kg/m³ sau l/m³ — Cantitatea de nisip a betonului de dozaj c prescris.

n' în kg/m³ sau kg l/m³ sau l — Cantitatea de nisip a amestecului experimental sau a betonului de dozaj minim.

p' în kg/m³ sau kg l/m³ sau l — Cantitatea de pietriş a amestecului experimental sau a betonului de dozaj minim.

p în kg/m³ sau l/m³ — Cantitatea de pietriş a betonului de dozaj c prescris.

$r = a_c + \frac{1}{\gamma_s \text{ ciment}}$ în l/kg — Randamentul în pastă a cimentului. (Reprezintă volumul de pastă ocupat de 1 kg ciment).

v_s în l/l — Volumul golurilor în stare uscată.

v_u în l/l — Volumul golurilor inclusiv apa de amestec.

W_s în l/l — Volumul absolut în stare uscată.

W_u în l/l — Volumul absolut inclusiv apa de amestec.

Se prepară un mortar plin, de consistenţă dorită, cu o cantitate de nisip n'. Cantitatea minimă de ciment c' necesară se determină cu condiţia ca volumul golurilor nisipului să fie umplut cu pastă de ciment. Se asigură un exces de pastă de ciment de 10 %.

Se obţine astfel :

$$c' \cdot r' = n' \cdot v_u \cdot 1{,}1 \qquad (1)$$

de unde :

$$c' = n' \cdot \frac{v_u}{r} \cdot 1{,}1 \text{ în kg ciment/l nisip,} \qquad (2)$$

respectiv :

$$c' = \frac{n'}{\gamma_v} \cdot \frac{v_u}{r} \cdot 1{,}1, \text{ în kg ciment/kg nisip.} \qquad (2')$$

În mortarul plin cu dozaj minim astfel realizat, se introduce cantitatea maximă posibilă de pietriş umed, folosind mijloacele de compactare destinate punerii în operă a betonului. În acest fel se determină prin cîntărire cantitatea de pietriş p′.

Cantitatea de apă pentru prepararea amestecului experimental va fi suma cantităţilor de apă necesară fiecărui component, deci:

$$a' = p' \cdot a_p + n' \cdot a_n + c' \cdot a_c. \qquad (3)$$

În relaţia (3), a_n reprezintă cantitatea totală de apă legată sau liberă conţinută de nisip, necesară obţinerii unui mortar plin, de o anumită consistenţă.

Determinarea apei de amestec a nisipului a_n se face direct, amestecînd două părţi nisip cu o parte ciment (în greutate) şi se adaugă apă progresiv, pînă cînd se obţine un mortar de consistenţă dorită. Notînd cu x cantitatea de apă adăugată, se obţine:

$$a_n = \frac{x - a_c}{2}. \qquad (4)$$

Apa de amestec a pietrişului a_p reprezintă diferenţa de greutate, raportată la unitate, dintre pietrişul umed şi pietrişul uscat. S-a obţinut astfel, pe cale experimentală, un beton plin cu dozaj minim:

$$p' + n' + c' + a'. \qquad (5)$$

Stabilirea cantităţilor, cu care cei patru componenţi intră în betonul cu dozaj minim, constituie partea experimentală a metodei. Aceste cantităţi sînt apoi raportate la m^3 beton proaspăt.

La betoanele cu granulozitate continuă, dozajul minim de ciment variază între 180 ... 230 kg/m^3. Se observă că, pentru obţinerea mărcilor curente de beton (mai mari ca B140), se vor folosi în general dozaje de ciment c mai mari decît dozajul minim.

Pentru a obţine un beton de dozaj c prescris ($c > c'$), se substituie o cantitate de ciment $r \cdot \Delta c$ unui volum absolut de nisip, inclusiv apa sa de amestec $\Delta n \cdot W_u$.

Din egalarea volumelor absolute de pastă de ciment şi nisip rezultă:

$$\Delta n = \frac{r}{W_u} \cdot \Delta c \quad \text{adică:} \qquad (5a)$$

$$\Delta n = N \cdot \Delta c. \qquad (6)$$

Cantitatea finală de nisip, corespunzătoare dozajului de ciment c considerat, va fi:

$$n = n' - \Delta n. \qquad (7)$$

Punînd condiţia să nu fie modificată consistenţa amestecului experimental, cantitatea de apă va creşte cu valoarea $a_c \cdot \Delta c$ şi va scădea cu valoarea $a_n \cdot \Delta n$. Cantitatea de apă va creşte datorită faptului că $a_c > a_n$, cu:

$$\Delta a = a_c \cdot \Delta c - a_n \cdot \Delta n, \qquad (7a)$$

de unde:

$$\Delta a = A \cdot \Delta c. \qquad (8)$$

Se obţine compoziţia finală a betonului cu dozaj c:

$$p' + (n' - \Delta n) + (c' + \Delta c) + (a' + \Delta a). \qquad (9)$$

Cantitatea de pietriş rămîne aceeaşi ca şi la betonul cu dozaj minim. Putem scrie:

$$p + n + c + a. \qquad (9')$$

3. DETERMINAREA ANTICIPATĂ A MĂRCII BETONULUI

Un alt aspect, privind stabilirea compoziţiei betonului, este determinarea dozajului de ciment necesar unui beton de marcă prescrisă, deoarece metodele cunoscute de determinare a compoziţiei, inclusiv metoda experimentală prezentată în cadrul capitolului 2, consideră dozajul de ciment ca una din datele problemei.

Există, în principiu, două procedee pentru stabilirea acestuia, în funcţie de marca prescrisă a betonului. Unul dintre ele foloseşte relaţii de calcul, iar celălalt încercări de probă pe epruvete confecţionate cu diferite dozaje.

Determinarea anticipată a mărcii betonului reprezintă un calcul absolut necesar la confecţionarea betoanelor, favorizînd stabilirea corectă a reţetei, deoarece folosirea încercărilor asupra probelor preliminare, drept unic indiciu al mărcii betonului, constituie un procedeu prea laborios.

Se cunosc o serie de relaţii de calcul, direct sau prin abace, ca cele ale lui Abrams, Féret, Bolomey, Scramtaev etc.

Trebuie să se convină de la început asupra unui lucru: exactitatea, cu care poate fi determinată anticipat marca betonului, trebuie să fie proporţională cu conştiinciozitatea cu care se prepară, se toarnă şi se încearcă betonul respectiv, iar împrăştierea rezultatelor trebuie privită din acest punct de vedere.

Una dintre cele mai cunoscute relaţii este cea a lui Féret

$$R_b = k_l \left(\frac{c}{a + c + g} \right)^2 \quad \text{în volume absolute.} \qquad (10)$$

Această relaţie a fost preluată de Bolomey şi pusă sub formă:

$$R_b = K \left(\frac{c}{a + g} - 0{,}5 \right) \qquad (11)$$

unde:

K este coeficient depinzînd de calitatea cimentului, modul de păstrare şi vîrsta betonului;

c în kg — dozajul de ciment;

a — cantitatea de apă a amestecului;

g — volumul golurilor din betonul proaspăt.

În cazul betoanelor pline şi numai în acest caz, pentru care volumul golurilor din betonul proaspăt $g = 0$, relaţia devine:

$$R_b = K \left(\frac{c}{a} - 0{,}5 \right). \qquad (11')$$

Considerînd constante vîrsta betonului şi modul său de păstrare, coeficientul K va depinde numai de calitatea cimentului, deci de marca sa. Se poate scrie:

$$K = k \cdot R_m, \qquad (12)$$

unde:

k este coeficient de proporţionalitate;

R_m — marca cimentului.

Valoarea coeficientului K trebuie să fie aceeaşi, indiferent de procedeul de determinare a mărcii cimentului, deci:

$$K = k \cdot R_m = \text{constant}. \qquad (12')$$

În diferite ţări determinarea mărcii cimentului se face cu diferite calităţi de nisip, monogranular sau din mai multe fracţiuni de consistenţe diferite (plastic, vîrtos, umed), la care cantitatea de apă este fixă sau se stabileşte în funcţie de răspîndirea mortarului, folosind diferite mijloace de malaxare şi îndesare a acestuia în tipare.

Astfel, un ciment de marcă 400, determinat conform STAS 227—49, poate avea marca 315 sau 250 dacă aceasta se determină după alte procedee (pe mortare plastice).

Dacă se determină marca unui ciment prin mai multe procedee, coeficientul k va avea de fiecare dată altă valoare, astfel ca relaţia (12') să fie satisfăcută.

Se întîlnesc în literatură diferite valori ale coeficientului k, funcţie de metoda de încercare a mărcii cimentului:

$$k = \frac{1}{2{,}2} \text{ [2]}; \quad k = 0{,}5 \text{ [5]}; \quad k = 0{,}55 \text{ [8]}. \qquad (12a)$$

Pentru stabilirea valorii coeficientului k, au fost efectuate în cadrul INCERC, Secţia Cercetări Timişoara, încercări la compresiune pe cuburi 20×20×20 cm, confecţionate din betoane pline, de consistență vîrtos-plastică, îndesate în tipare prin batere cu maiul de 12 kg, conform STAS 1275–62, și încercate la vîrsta de 28 de zile.

Pe baza unui calcul probabil, efectuat asupra unui număr de 68 de cuburi, s-a obținut valoarea :

$$k = 0{,}43 \tag{13}$$

valabilă pentru cimentări, a căror marcă se determină conform STAS 227–49, și betoane confecționate cu nisip și pietriș.

Se poate scrie, deci, relația de calcul a mărcii betonului, valabilă pentru betoane pline :

$$R_b = 0{,}43 \cdot R_m \left(\frac{c}{a} - 0{,}5\right) \cdot \tag{14}$$

Relații de calcul anticipat al mărcii betonului de forma (11') sînt cunoscute din literatura de specialitate. Dacă unele dintre ele nu au fost verificate de practică și aproape complet abandonate, aceasta se datorește, pe de o parte, aplicării relației (11') la betoane cu goluri, imperfect alcătuite, menționînd numai cantitatea de apă, în loc să se utilizeze relația (11) indicînd și volumul golurilor g, iar, pe de altă parte, utilizării unei valori a coeficientului k, stabilită pentru un alt procedeu de determinare decît cel conform STAS 227–49.

Revenind la stabilirea dozajului de ciment, se poate utiliza relația (14) pentru betoanele preparate după metoda experimentală, indicată în cadrul capitolului 2.

Fiind date, deci, marca prescrisă a betonului și compoziția betonului cu dozaj minim, se poate stabili ușor dozajul de ciment c. Operația se face prin cîteva încercări succesive. Se stabilește întîi marca betonului, cu dozaj minim, pentru care c' și a' sînt cunoscute, apoi se încearcă cu dozaje de ciment c mai mari.

Pentru introducerea corectă a cantității totale de apă a, se va adăuga la valoarea a' cantitatea suplimentară :

$$\Delta a = A \cdot \Delta c. \tag{14a}$$

Dacă marca cimentului nu se determină în laborator, se poate lua în considerație marca indicată de furnizor, cu condiția folosirii unui ciment păstrat corespunzător și nealterat.

4. REZULTATE EXPERIMENTALE

Metoda s-a aplicat experimental la determinarea compoziției betoanelor de mărci cuprinse între B170 și B400, folosite pentru diferite destinații.

În tabela 1 se dau cîteva din rezultatele obținute.

Tabela 1

1. Nr.	2. Pietriș		3. Nisip		4. Ciment	5. Apă	6. Marca ciment	7. R_b calculat	8. R_b efectiv
	Fracțiunea 9. mm	kg	Fracțiunea 9. mm	kg	kg	l	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7/15	1 160	0/7	880	280	159	467	260	264
2	7/30	970	0/7	980	325	141	390	336	325
3	7/30	1 330	0/7	660	320	136	390	320	310
4	7/40	1 240	0/7	780	250	143	440	337	224
5	7/40	1 370	0/7	730	280	150	440	258	265
6	7/30	1 300	0/7	730	250	141	400	222	229

Se observă o diversitate a compoziției prezentate în tabela 1, ca urmare a determinării lor în funcție de fracțiunile folosite, forma agregatelor și dozajul de ciment.

Urmărind valorile $R_{b\ \text{calculat}}$ (coloana 8) și $R_{b\ \text{efectiv}}$ (coloana 9), se observă că, prin aplicarea relației (14), cu care au fost calculate valorile din coloana 8, se obțin erori în limitele celor experimentale.

Pentru probele confecționate pe șantier este de așteptat ca împrăștierile să fie ceva mai mari.

Tabela 2

1. Treapta	2 Determinarea	3 Suma	4 Pietriș 7/30	5. Nisip 0/7	6 Ciment M400	7 Apă
0	1	2	3	4	5	6
1	γ_v		1,580	1,650		
2	v_s		0,400	0,370		
3	W_s		0,600	0,630		
4	a_n l/kg		0,014	0,100	0,230	
5	a_n l/l			0,165		
6	W_u			0,795		
7	v_u			0,205		
8	N			0,72		
9	A					0,11
10	γ_s		2,630	2,620	2,900	1,000
11			4,250	3,000	0,720	0,525
12	W_{abs}	3,543	1,620	1,150	0,248	0,525
13	W_{abs}/m^3	1 000	457	325	70	148
14	8. G în : kg	2 403	1 205	852	203	148
15	9. V în : l		760	517	203	148
16				−63	+87	+10
17	V în : l		760	454	290	158
18	8. G în : kg	2 401	1 205	748	290	158

5. EXEMPLU DE CALCUL

Prin exemplul de calcul prezentat, în cele ce urmează, se vor descrie operațiile și calculele necesare stabilirii compoziției betonului de marcă prescrisă.

În tabela 2 sînt trecute succesiv aceste operații pentru un beton de marcă prescrisă B250, pus în operă prin vibrare la un planșeu cu placă și grinzi. Notațiile folosite sînt cele arătate la capitolul 2.

Se dau : $R_m = 440$ kg/cm².

Apa de consistență normală – 0,27 l/kg.

Ciment metalurgic $\gamma_s = 2{,}9$ kg/l.

La treptele 1 ... 3 sînt indicate rezultatele determinărilor γ_v ; v_s ; $W_s = 1 - v_s$.

Treapta 4. Se determină prin cîntărire :

$$a_p = 0{,}014 \text{ l/kg} \tag{15}$$

a_n se determină în conformitate cu relația (4). Cantitatea de apă adăugată pentru obținerea unui mortar de consistență vîrtos-plastică : $x = 0{,}43$ l.

Rezultă astfel :

$$a_n = \frac{0{,}43 - 0{,}23}{2} = 0{,}10 \text{ l/kg} \tag{16}$$

unde :

$$a_c = 0{,}85 \cdot 0{,}27 = 0{,}23 \text{ l/kg}. \tag{17}$$

Treapta 5. Apa de amestec exprimată în l/l.

Această determinare este necesară numai pentru nisip

$$a_n = \gamma_v \cdot 0{,}10 = 1{,}65 \cdot 0{,}10 = 0{,}165 \text{ l/l}. \tag{18}$$

Treapta 6. $W_u = W_s + a_n = 0{,}63 + 0{,}165 = 0{,}795$ l/l. (19)

Treapta 7. $v_u = 1 - W_u = 1 - 0{,}795 = 0{,}205$ l/l. (20)

Treapta 8. $r = a_c + \dfrac{1}{\gamma_{s\,\text{ciment}}} = 0{,}23 + \dfrac{1}{2{,}9} = 0{,}575$ l/kg (21)

$$N = \frac{r}{W_u} = \frac{0{,}575}{0{,}795} = 0{,}72 \text{ l nisip/kg ciment.} \tag{22}$$

Treapta 9. $A = a_c - N \cdot a_n = 0{,}23 - 0{,}72 \cdot 0{,}165 = 0{,}11$ l apă/kg ciment. (23)

Treapta 10. Pentru pietriş : $\gamma_s = \dfrac{1{,}650}{0{,}63} = 2{,}62$ kg/l (24)

Pentru nisip : $\gamma_s = \dfrac{1{,}580}{0{,}60} = 2{,}63$ kg/l. (25)

Pentru agregate obişnuite (nisip sau pietriş), valoarea γ_s trebuie să fie de aproximativ 2,6 kg/l. Ea trebuie întotdeauna calculată, constituind şi o valoare de control pentru determinarea valorilor γ_v sau v_s. Dacă γ_s are valori mult diferite de 2,6 kg/l înseamnă că au intervenit erori în determinarea valorilor γ_v sau v_s şi ele trebuie refăcute.

Treapta 11. Se stabileşte compoziţia betonului cu dozaj minim. Cantitatea de nisip necesară determinării experimentale variază între 2 kg şi 4 kg în funcţie de dimensiunea maximă a pietrişului.

Luînd $n' = 3$ kg şi introducînd în (2′) se obţine :

$$c' = \frac{3}{1{,}65} \cdot \frac{0{,}205}{0{,}575} \cdot 1{,}1 = 0{,}73 \text{ kg,} \tag{26}$$

iar apa necesară mortarului plin :

$$0{,}72 \cdot 0{,}23 + 3 \cdot 01, = 0{,}466 \text{ l.} \tag{27}$$

Pentru a obţine cantitatea de pietriş p' a amestecului experimental se introduce în mortar cantitatea maximă posibilă de pietriş umed, utilizînd aceleaşi mijloace de compactare ce vor fi folosite pentru betonul din lucrarea respectivă (vibrare, batere cu maiul etc.).

Operaţia se consideră terminată, atunci cînd betonul astfel preparat va fi acoperit cu un strat subţire de mortar, după îndepărtarea pietrişului în exces.

În cazul de faţă s-a obţinut :

$$p' = 4{,}25 \text{ kg,} \tag{28}$$

iar apa totală :

$$a' = 4{,}25 \cdot 0{,}014 + 0{,}466 = 0{,}525 \text{ l.} \tag{29}$$

Treapta 12. Reprezintă o operaţie intermediară pentru calculul cantităţilor betonului cu dozaj minim, raportate la 1 m³ beton proaspăt. Se calculează volumul absolut al fiecărui component, prin înmulţirea valorilor de mai sus cu greutatea specifică a fiecăruia.

Treapta 13. Se calculează volumul absolut al componenţilor, raportat la 1 m³, împărţind pe fiecare cu 3,543 şi înmulţind cu 1 000.

Treapta 14. Beton cu dozaj minim, raportat la 1 m³ beton proaspăt (în greutate). Se obţine făcînd produsul valorilor de la treptele 10 şi 13.

Densitatea betonului reprezintă suma componenţilor, în cazul de faţă 2.408 kg/m³.

Treapta 15. Beton cu dozaj minim (în volume). Se efectuează cîtul dintre treptele 14 şi 1.

Treapta 16. Reprezintă o operaţie intermediară în calculul compoziţiei betonului de marcă B250 (dozaj c). Dozajul de ciment se calculează cu relaţia (14), prin încercări. S-a obţinut dozajul de ciment $c = 290$ kg/m³

$$R_b = 0{,}43 \cdot 440 \left(\frac{290}{158} - 0{,}5\right) = 254 \text{ kg/cm}^2 \tag{30}$$

$$\Delta c = 290 - 203 = +\,87 \text{ kg} \tag{31}$$

$$\Delta n = 0{,}72 \cdot 87 = -63 \text{ kg} \tag{32}$$

$$\Delta a = 0{,}11 \cdot 87 = +10 \text{ kg.} \tag{33}$$

Treapta 17. Se însumează algebric treptele 15 şi 16 pentru obţinerea dozajului final (în volume) :

— pietriş . . . . 760 l
— nisip . . . . 454 l
— ciment . . . . 290 kg
— apă . . . . 158 l.

Treapta 18. Se înmulţesc treptele 1 şi 17 şi se obţine dozajul final (în greutate) :

— pietriş . . . . 1 205 kg
— nisip . . . . 748 kg
— ciment . . . . 290 kg
— apă . . . . 158 l.

6. CONCLUZII

Aplicarea metodei experimentale prezintă următoarele avantaje :

— Permite confecţionarea betoanelor, avînd mărcile cuprinse între B 140 şi B 400, cu numai două sorturi de agregate, reducînd astfel la minimum operaţiile de sortare.

— Manopera determinărilor de laborator s-a simplificat, în comparaţie cu metoda clasică, datorită faptului că nu mai este necesară trasarea de curbe granulometrice. S-a eliminat în acest fel operaţia laborioasă a cernerii agregatelor, care consuma peste 50 % din timpul total aferent lucrărilor de laborator.

— Metoda necesită un aparataj foarte redus şi uşor de procurat : cîntar, cilindru, gradat, vas etalonat de 2, vas de 5 sau 10, ce poate fi uşor transportat, în cazul cînd un laborant deserveşte mai multe şantiere.

— Determinarea apei de amestec a nisipului a_n are şi rolul unui test. Între mai multe nisipuri, ce pot fi folosite la confecţionarea betonului, va fi preferat întotdeauna cel care are apa de amestec a_n cea mai mică. Se poate stabili de asemenea oportunitatea spălării nisipului şi a rentabilităţii acestei operaţii, prin compararea valorii a_n înainte şi după spălare, stabilind apoi economia de ciment realizată.

— Fiind vorba de o metodă experimentală, ce ţine seamă de proprietăţile agregatelor (greutate volumetrică, volum de goluri, apă de amestec etc.), este indicată şi la confecţionarea betoanelor cu alte agregate decît nisipul şi pietrişul, cum ar fi : piatra spartă, zgură de furnal, deşeuri ceramice, granulit etc. În acest caz, însă, coeficientul k (cap. 3) va avea o altă valoare, ce urmează a fi determinată, funcţie de agregatul folosit, iar relaţiile pentru determinarea anticipată a mărcii pot fi (11) sau (11′), de la caz la caz.

Bibliografie

[1] L'Hermite L. : *Idées actuelles sur la technologie du béton*, Paris, 1955.
[2] Hummel A. : *Das beton A.B.C.* — Ein Lehrbuch für die zielsichere Herstellung und die wirksame Überwachung von Beton, Berlin, 1942.
[3] Lezy R. : *Étude et controle des bétons hydrauliques*, Construction, 12—1958.
[4] Papadakis-Venuat : *Fabrication et utilisation des liants hydrauliques*, Paris, 1964.
[5] Scramtaev B. G. : *Materiale de construcţii*, trad. din limba rusă, Bucureşti, 1954.
[6] Steopoe Al. : *Materiale de construcţii*, Bucureşti, 1964.
[7] Steopoe Al. : *Durabilitatea betoanelor*, Bucureşti 1965.
[8] Vallette R. : *Manuel de composition des bétons*, Paris, 1964.
[9] Venuat-Papadakis : *Controle et essais des ciments, mortiers, bétons*, Paris-1961.
[10] * * * : *Normativ pentru executarea şi recepţionarea lucrărilor de beton şi beton armat*. Proiect de normativ CSCAS.

NOTE

Elemente spațiale în formă de umbrelă folosite în construcția halelor industriale universale

Ing. M. Racoviță

Structura în formă de umbrelă (patent japonez Kajima) este o unitate spațială independentă, alcătuită din elemente metalice ușoare ce conlucrează în spațiul tridimensional. Structura se prezintă sub forma unei piramide drepte cu baza un pătrat, dispusă cu vîrful în jos și sprijinită pe un stîlp unic central (fig. 1).

Din vîrful piramidei se îndreaptă către cele patru colțuri ale acoperișului, de-a lungul muchiilor, cîte o nervură principală prinsă de capul stîlpului printr-o articulație.

Între aceste patru nervuri principale, sînt dispuse, paralel cu laturile bazei piramidei, elementele cu rol de pane, avînd lungimi variabile în funcție de depărtarea de vîrful piramidei și alcătuind o rețea pe care se sprijină elementele de învelitoare. Panele sînt elemente metalice ușoare, alcătuite din tălpi paralele și zăbrele încrucișate, formînd o structură spațială, în care planurile care cuprind zăbrelele se intersectează între ele pe linia tălpilor. În felul acesta, zăbrelele panelor joacă rol atît de zăbrele, cît și de contravîntuiri între pane. Tălpile superioare ale panelor sînt elemente drepte avînd și rolul de tirant între nervurile principale, rol conferit tocmai de felul de lucru spațial al formei de umbrelă.

Prin folosirea sistemului de zăbrele încrucișate, acestea lucrează numai la întindere și se pot confecționa și din oțel-beton.

În ceea ce privește învelitoarea, aceasta se poate realiza cu materiale și soluții foarte diferite, avînd numai rolul de învelitoare și eventual de termoizolație, fără a contribui cu nimic la rezistența sau stabilitatea elementului spațial, asigurînd un efect de șaibă. Distanța între tălpile panelor fiind și relativ mică, se deschide o largă perspectivă folosirii plăcilor fibrolemnoase, din materiale plastice, azbociment ondulat, polistiren etc.

Nervurile principale, dispuse de-a lungul celor patru muchii, avînd de preluat numai eforturi de compresiune, se execută în cele mai bune condiții din profile sudate cu secțiunea variabilă. De-a lungul acestor nervuri sînt înșirate la distanțe egale dispozitivele de prindere a panelor (fig. 2). Nervurile principale se îmbină, prin cîte o articulație, de cele patru colțuri ale capului stîlpului. În acest scop capul stîlpului are o formă specială cu patru perechi de urechi metalice, după cum se poate vedea în figura 3.

Stîlpul propriu-zis este turnat din beton armat avînd o secțiune pătrată, iar la mijlocul său are înglobată o țeavă metalică, asigurîndu-i un gol interior care folosește și la scurgerea apelor pluviale colectate în vîrful piramidei, spre rețeaua de canalizare subterană.

Ca dimensiuni informative, la o unitate spațială de 24 × 24 m, cu o înălțime a stîlpului de circa 5 m, s-a obținut o secțiune de stîlp de 65 × 65 cm, avînd diametrul țevii din interior de 250 mm.

Stîlpul se montează pe fundații prin buloane, avînd în acest scop o bază metalică adecvată.

SCHEMA STATICĂ

Pentru a apărea cît mai sugestiv felul de lucru al sistemului spațial și natura solicitărilor diferitelor elemente componente, schema statică a fost simplificată. Bazat pe principiul suprapunerii efectelor și al descompunerii forțelor, după mai multe direcții în spațiu, în figura 4 este arătat schematic la ce fel de eforturi sînt solicitate barele sistemului spațial.

Asupra unui element de tip pană, schematizat sub forma unei singure grinzi cu zăbrele în plan, acționează simultan două solicitări distincte și anume:

— Considerînd în mod convențional elementul în spațiul cu două dimensiuni ca o pană simplu rezemată pe două nervuri principale și încărcată cu forțele exterioare uniform repartizate, se produc în barele elementului eforturile corespunzătoare, adică un efort de compresiune — N în talpa superioară și un efort de întindere + N în talpa inferioară.

— Considerînd acum același element în spațiul tridimensional, conlucrînd cu restul elementelor în cadrul sistemului spațial, în talpa superioară a panei mai apare și un efort de întindere + T, care se suprapune peste eforturile considerate anterior.

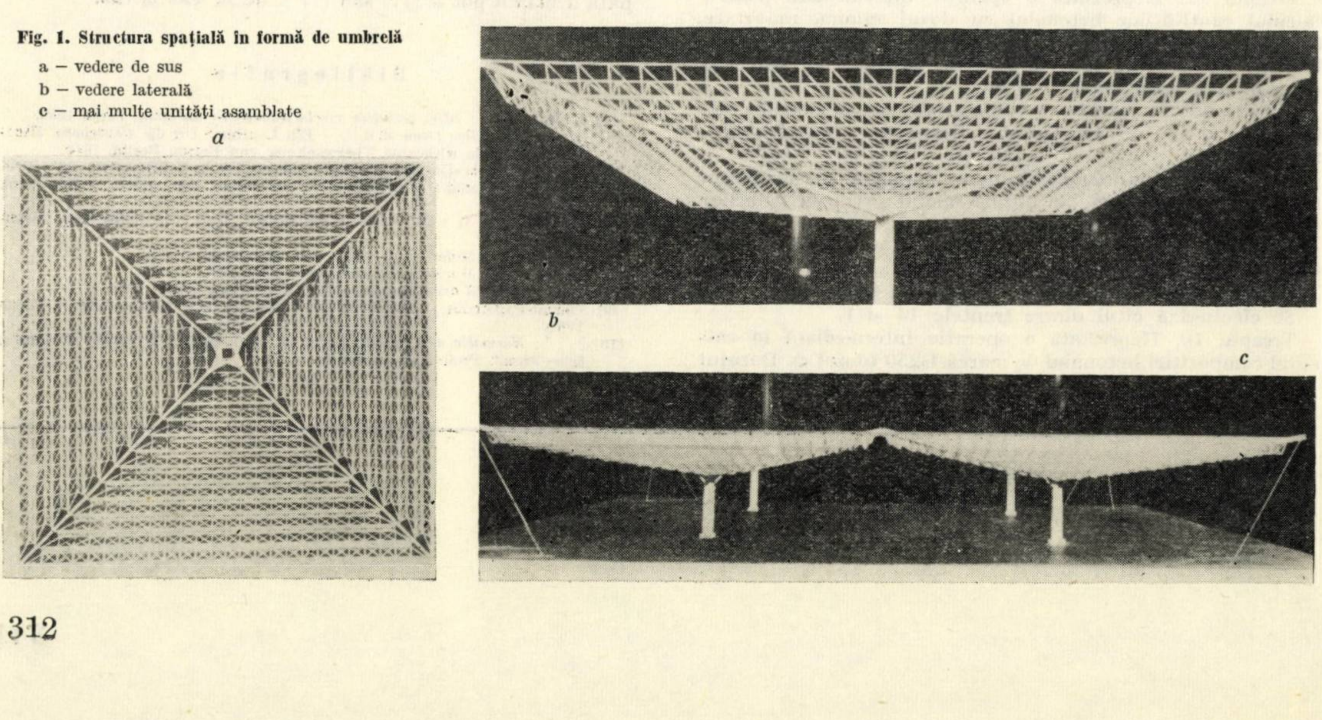


Fig. 1. Structura spațială în formă de umbrelă

a — vedere de sus
b — vedere laterală
c — mai multe unități asamblate

Deoarece prin dispoziția constructivă a elementelor, întreg efortul de întindere + T este preluat numai de talpa superioară a panei, se obține în final în talpa superioară un efort + T—N, deci o reducere sensibilă a compresiunii din încovoiere, iar în talpa inferioară rămîne doar efortul de întindere + N.

În schema din figura 4, se poate urmări ușor felul în care se descompun forțele în spațiu, producînd tensiunea suplimentară din pane, iar în nervurile principale un efort de compresiune — C, singurul fel de efort la care este supus acest element.

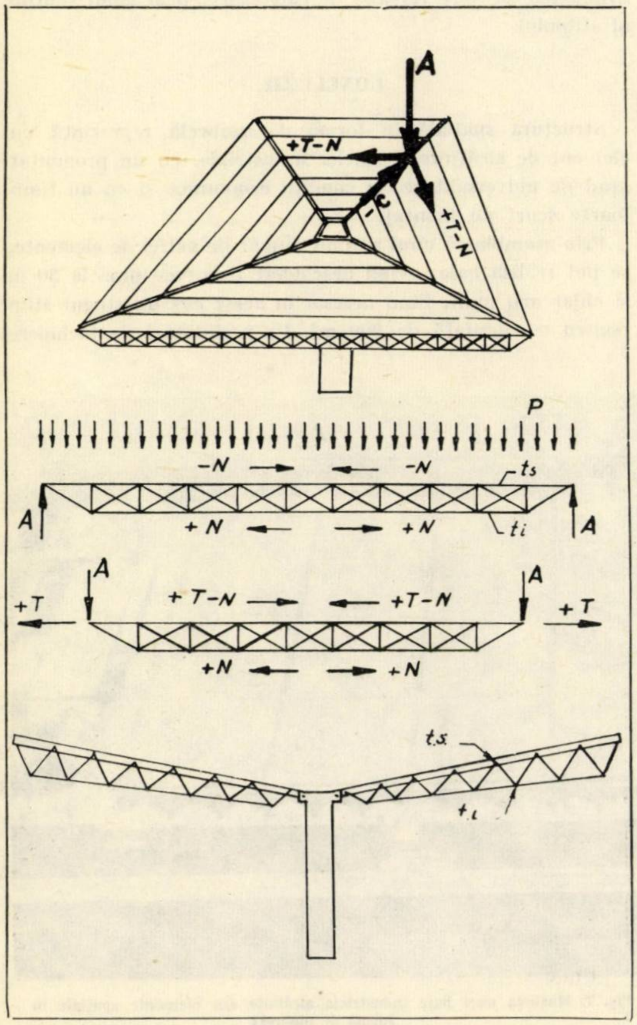


Fig. 2. Montajul panelor spațiale pe nervurile principale ale structurii

CARACTERISTICI

Printr-o dispoziție rațională a elementelor, în raport cu distribuția eforturilor, ca de pildă folosirea tălpii comprimate a panei și ca tirant, și prin însuși echilibrul spațial al construcției, se obține un consum redus de material, mai ales cînd se folosește un sistem de învelitoare din materiale ușoare (plăci fibrolemnoase, polistiren expandat etc).

Astfel greutatea unui element spațial, realizat cu dimensiunile de 24×24 m, s-a ridicat la circa 26 tone, inclusiv învelitoarea, dimensionarea fiind făcută pentru o sarcină dată de zăpadă de circa 100 tone (la condițiile climatice din Japonia, unde a fost realizat elementul considerat). Scăzînd greutatea învelitorii de aproximativ 6 t, rezultă că structura metalică s-a realizat cu un indice de consum de circa 35 kg/cm².

Construcția se mai caracterizează și prin soliditatea și stabilitatea sa, independent de soluția de învelitoare, ceea ce înseamnă că nu se recurge la efectul de șaibă al învelitorii pentru asigurarea stabilității generale, aceasta fiind în mod remarcabil realizată în forma spațială de umbrelă.

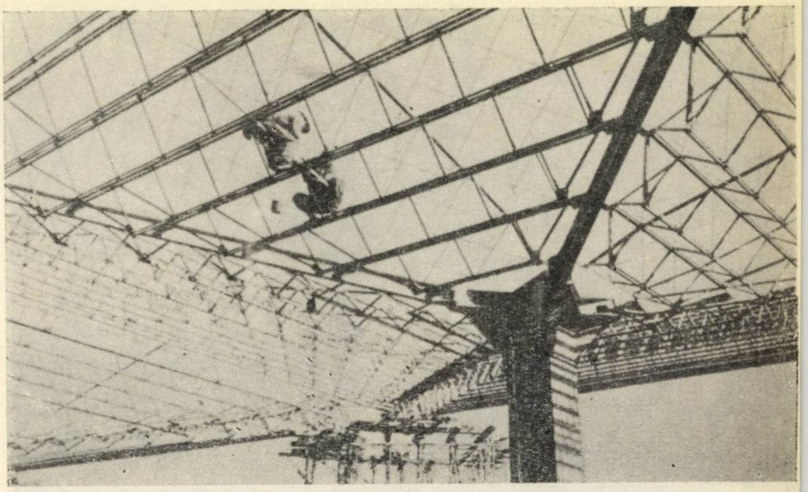


Fig. 3. Articulația nervurilor principale pe capătul superior al stîlpului central

Din același motiv și datorită dispoziției spațiale a panelor nu sînt necesare nici contravîntuiri în planul învelitorii.

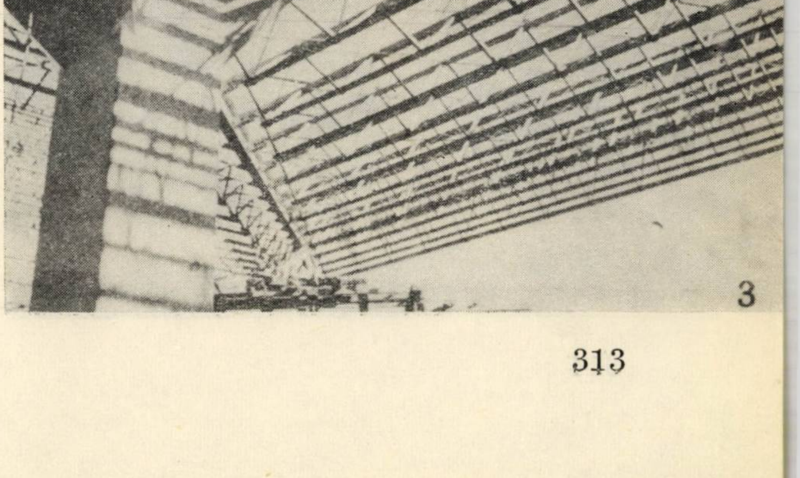
Deoarece elementele componente ale unității spațiale au dimensiuni standardizabile și gama de tipuri este relativ redusă, datorită simetriei, ele pot fi integral uzinate, calitatea execuției putînd fi astfel ușor controlată.

Montajul elementelor se poate face ușor și rapid fără schele de montaj complicate sau alte construcții ajutătoare. Acest lucru se datorește atît greutății reduse a elementelor și a îmbinărilor articulate care elimină sudurile de montaj, cît și faptului că fiecare inel (alcătuit din patru pane-tirant de aceeași lungime) este autoechilibrat. Cele patru nervuri principale se montează în articulațiile de pe stîlp, fiind susținute la capătul liber pînă la montarea primului inel de pane, după care însăși construcția servește ca schelă de montaj.

Un element spațial cu dimensiunile de 30×30 m și 11 m înălțime a putut fi astfel montat numai în 2—3 zile, scurtîndu-se astfel considerabil perioada de montaj. În figura 5 este arătat un aspect de pe un șantier în timpul montajului unui stîlp central.

Un remarcabil avantaj îl prezintă independența funcțională și simetria fiecărui element în parte, putînd alcătui chiar unul singur o hală, iar prin alăturarea mai multor

Fig. 4. Schema statică simplificată și distribuția spațială a eforturilor



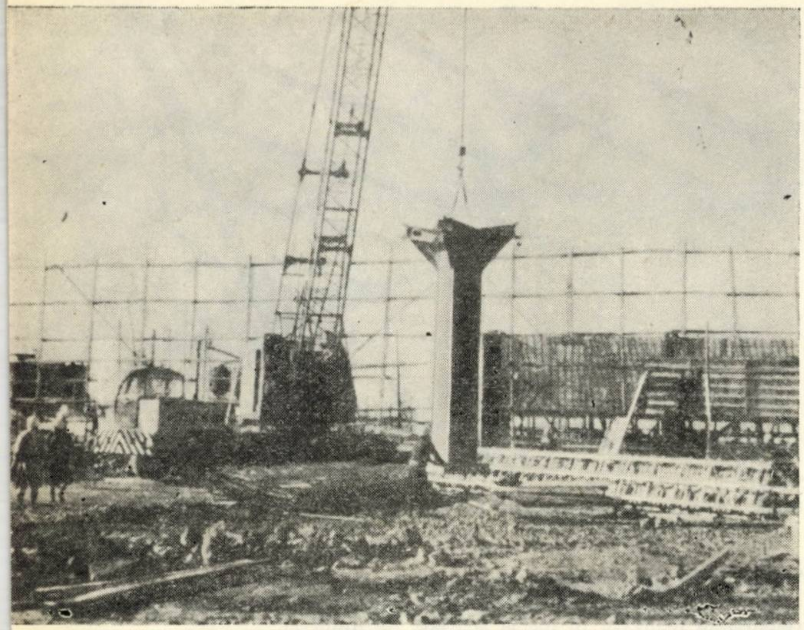


Fig. 5. Aspect din timpul montajului unui stîlp central

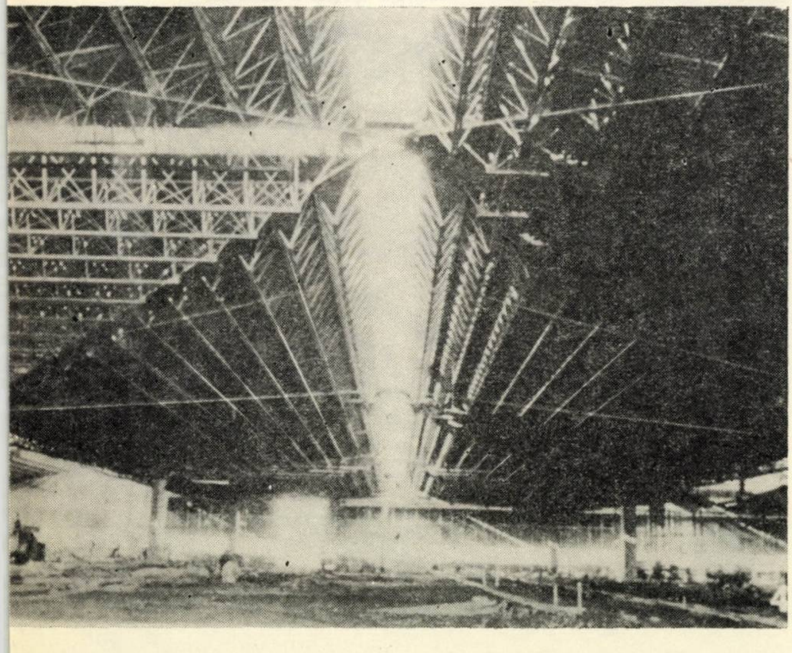
elemente, ca nişte celule independente, se pot alcătui hale uşor extensibile în orice direcţie şi aproape demontabile.

Prin simetria pe cele două direcţii în plan, deschiderile halelor, alcătuite prin alăturarea mai multor elemente, se pot considera travee, şi invers.

Se pot crea astfel suprafeţe oricît de mari de hale, fără rosturi de dilataţie, cu stîlpi dubli la rost, sau alte măsuri speciale în vederea extinderilor viitoare.

Fiecare element spaţial, alcătuind o unitate stabilă independentă în compunerea unei hale, se poate dispune astfel încît să se creeze luminătoare longitudinale şi transversale între elemente. În figura 6 este arătată o hală la care s-au prevăzut astfel de luminătoare. De altfel luminătoarele se pot crea în orice punct al suprafeţei, dacă acest lucru este necesar.

Fig. 6. Dispoziţia luminătoarelor între elementele spaţiale



Problema evacuării apelor pluviale este de asemenea rezolvată simplu şi independent pentru fiecare element în parte, prin colectarea naturală a apelor în punctul central şi apoi evacuarea lor spre reţeaua de canalizare, prin golul central al stîlpului.

CONCLUZII

Structura spaţială în formă de umbrelă reprezintă un element de alcătuire a halelor industriale, cu un pronunţat grad de universalitate, în condiţii economice şi cu un timp foarte scurt de montaj.

Prin asamblarea unui anumit număr de astfel de elemente, se pot realiza hale, avînd deschideri şi travee pînă la 30 m şi chiar mai mult, fiind necesar în acest caz un singur stîlp pentru o suprafaţă de 900 m². Pe perimetrul de închidere al halei nu sînt necesari stîlpi de rezistenţă, închiderile putînd fi independente şi uşoare. Totodată se asigură o comportare foarte bună a construcţiei halei în caz de cutremur, atît prin faptul că fiecare element este stabil în mod independent, cît şi prin faptul că întreg ansamblul prezintă o omogenitate perfectă în toate direcţiile, iar închiderile sînt independente.

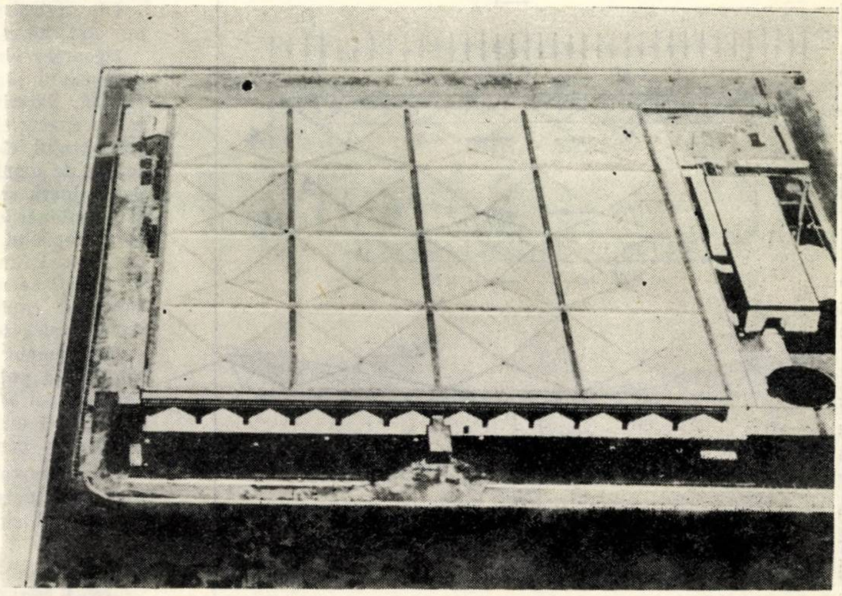


Fig. 7. Macheta unei hale industriale alcătuite din elemente spaţiale în formă de umbrelă

Halele alcătuite din aceste elemente nu se pretează la montarea podurilor rulante sau mijloace de transport suspendate şi exclude posibilitatea plafonului tehnic.

În figura 7 este arătată macheta unei hale compuse cu elemente spaţiale în formă de umbrelă, destinată unei producţii de cabluri telefonice, realizată în Japonia.

În concluzie, folosirea structurilor spaţiale în formă de umbrelă reprezintă o soluţie originală şi economică de alcătuire a halelor universale, fără poduri rulante, foarte indicată în anumite cazuri practice în care se cere rapiditate în execuţie, posibilităţi de extindere uşoare precum şi alte condiţii legate de caracteristicile sistemului.

Conferința de la Bratislava (12—14 octombrie 1965) în problema montării conductelor din material plastic

În zilele de 12—14 octombrie 1965 s-au desfășurat la Bratislava lucrările Conferinței organizate de Consiliul slovac al Asociației tehnico-științifice cehoslovace (CSVTS) avînd ca temă „Îmbinarea și montarea conductelor din materiale plastice".

La conferință au participat specialiști din țară și de peste hotare ai fabricilor producătoare de țevi din materiale plastice precum și ai organizațiilor de proiectare, cercetare și execuție de lucrări de instalații și montaje industriale, interesate în folosirea țevilor din material plastic în construcții, industria automobilelor, a mașinilor-unelte, aparatelor frigorifice, agricultură, mine etc.

Scopul conferinței a fost de a prezenta tehnicienilor din diverse domenii de activitate stadiul actual al folosirii țevilor din material plastic în R.S.C., comparativ cu stadiul mondial de folosire al acestor materiale, precum și rezultatele practice obținute, pentru a se putea trage concluziile asupra amplorii ce urmează să se dea utilizării acestor materiale în viitor.

Din cuprinsul referatelor și al discuțiilor pe marginea acestora au rezultat cele enunțate mai jos.

Fabricarea și folosirea țevilor din material plastic în R.S.C. a fost inițiată încă din anul 1948.

Dezvoltarea acestei industrii a urmărit însă pînă în prezent o linie slab ascendentă.

Materialele folosite au fost policlorura de vinil, polietilena, poliamida și faolitul, dîndu-se precădere policlorurii de vinil.

Rezultate deosebit de interesante s-au obținut la folosirea țevilor din poliamide în instalații frigotehnice și în industria constructoare de mașini și automobile (Skoda) ca înlocuitoare de țevi de cupru pentru freon, ungere și lichide pentru frîne.

Experiența celor trei ani de zile de folosire, ca și încercările de îmbătrînire artificială în laboratoare la presiuni și temperaturi ridicate precum și la vibrații prelungite și repetate, au dat rezultate foarte bune. Se subliniază că țevile din poliamide sînt de două, trei ori mai ieftine decît cele de cupru, pe lîngă faptul că acestea din urmă constituie și un material deficitar. S-a pus la punct tehnologia de prelucrare și montare a acestor țevi, s-au construit dispozitive simple de prelucrare (suflaie de încălzire, șabloane de formare la cald), sisteme de îmbinare cu piuliță pentru racordarea la piese metalice, sisteme tipizate de susținere și fixare din poliamidă etc.

Rezultate bune s-au obținut și la folosirea țevilor din material plastic în domeniul alimentărilor cu apă și al construcțiilor.

S-au montat circa 30 km țevi din PVC și 50 km țevi din polietilenă de mică și de mare densitate în rețele exterioare de alimentare cu apă, obținîndu-se bune rezultate în exploatarea lor.

Pentru țevile PVC s-au experimentat mai multe feluri de îmbinări :

— prin lipire ;

— cu piese metalice ;

— cu inele de cauciuc.

Cele mai multe defecțiuni au prezentat îmbinările prin lipire și cele cu piese metalice, la care nu au rezistat filetele tăiate în PVC.

Țevile din polietilenă s-au folosit mai ales la branșarea consumatorilor la rețeaua publică de alimentare cu apă. Îmbinarea acestor țevi s-a realizat prin sudură cap la cap cu oglinda metalică de sudat.

În interiorul construcțiilor civile din R.S.C., folosirea țevilor din material plastic este încă în fază experimentală. Rezultatele obținute îndreptățesc extinderea folosirii lor în instalații cu și fără presiune. Se preconizează promovarea țevilor din PVC pentru alimentare cu apă rece sub presiune și scurgerea apelor uzate menajere și pluviale cum și a țevilor din polipropilenă pentru instalații de apă caldă sub presiune.

Rezultatele tehnice obținute pînă în prezent fiind satisfăcătoare, se preconizează impulsionarea intensă a folosirii țevilor din material plastic în multiple domenii ale tehnicii, în special a țevilor din policlorură de vinil și polietilenă, pentru care există o tendință de reducere a prețului de cost. Astfel, se prevede ca cifră de plan pentru anii viitori fabricarea în anul 1966 a unei cantități de 1 600 t țevi din material plastic, iar în anul 1970 a unei cantități de 10 300 t, din care 4 300 t țevi din PVC și 6 000 t din polietilenă, polipropilenă și poliamide. Rapoartate la populația R.S.C. aceste cantități de țevi reprezintă următorii coeficienți de consum :

1966 . . . . 0,1 kg țevi pe locuitor
1970 . . . . 0,5 kg țevi pe locuitor

Coeficientul de consum al anului 1970 se va ridica în acest fel la 50% din valoarea actualului coeficient de consum maxim din țările apusene (1 kg țevi/locuitor).

Conform calculelor de rentabilitate, prezentate la conferință, rezultă că la o producție de 7 000 t țevi din material plastic se apreciază realizarea unor economii de 90 000 000 coroane. În plus se vor realiza importante economii de materiale deficitare, consum de electricitate, manoperă etc.

În proiectul de extindere se prevede funcționarea a trei fabrici pentru producția de țevi din PVC și polietilenă. Programul de fabricație va cuprinde țevi și piese de îmbinare pentru instalații cu și fără presiune, drenaj, jgheaburi și burlane din PVC etc. În acest scop s-au cumpărat licențele Anger pentru țevile din PVC, pentru îmbinările cu inel de cauciuc, ce se montează în instalații de scurgere, și pentru jgheaburi și burlane PVC. În ceea ce privește normele de fabricație, s-a menționat că pînă în prezent s-au folosit inițial normele germane (1948), apoi cele sovietice (1953). Pentru viitor (1966) se vor folosi normele ISO și DIN.

Ing. Madeleine Ivanoff

Probleme actuale ale instalaţiilor de încălzire şi ventilare

Consiliul naţional al inginerilor şi tehnicienilor — sectorul instalaţii — a organizat în ziua de 10 iunie a.c. un simpozion cu tema „Probleme actuale ale instalaţiilor de încălzire şi ventilare", la care au participat numeroşi specialişti din unităţile de cercetare, proiectare şi execuţie.

S-a prezentat un număr de cinci referate cu privire la unele studii mai importante realizate în ultimul timp; referatele au fost susţinute de către elaboratorii studiilor respective.

În referatul „Studii privind bateriile de încălzire şi rezultatele obţinute" (ing. C. Zolia — INCERC), s-a făcut o sinteză a rezultatelor încercărilor făcute asupra bateriilor de încălzire a aerului din instalaţiile de ventilare. S-au arătat avantajele trecerii de la bateria cu aripi rotunde la cea cu aripi dreptunghiulare şi apoi cu aripi spirale. În prezent există posibilitatea cunoaşterii parametrilor diferitelor categorii de baterii pe baza determinărilor făcute.

Comunicarea „Aparat cu inducţie pentru încălzirea şi ventilarea clădirilor industriale" (ing. Al. Cristea — INCERC) s-a referit la încercările făcute cu un aparat folosind principiul inducţiei aerului. S-au prezentat avantajele faţă de instalaţiile de încălzire-ventilare cu canale obişnuite sau cu aeroterme. În încercările făcute s-au determinat forma duzelor şi raportul de inducţie, optime. Aparatul urmează a fi introdus experimental în unele instalaţii industriale.

Referatul „Influenţa ridicării temperaturii apei în instalaţiile de încălzire centrală din construcţiile civile" (proiectant Şerban Vasilescu — IPCT) a cuprins analiza factorilor fiziologici, igienici, funcţionali şi economici prin prisma ridicării temperaturii apei. În concluziile trase se arată că valoarea actualilor parametri de temperatură din sistemul bitubular cu radiatoare, utilizat în ţara noastră, se poate ridica în limitele condiţiilor fiziologice şi igienice fără dificultăţi funcţionale, ceea ce conduce la avantaje economice. Se propune o serie de experimentări care să permită verificarea concluziilor trase.

Comunicarea „Racordarea la reţelele de termoficare a instalaţiilor de încălzire şi de preparare a apei calde menajere" (ing. Paul Vasilescu — IPCT) s-a referit la concluziile unui studiu în care s-au analizat diferitele scheme de racordare, ţinînd seamă de toate condiţiile funcţionale şi economice. S-a arătat şi influenţa diferiţilor factori, cum ar fi consumul de apă caldă menajeră, inerţia termică a clădirilor. Pe baza concluziilor se trece la întocmirea unor proiecte tip pentru punctele termice.

Referatul "Izolarea cu bitum pulverulent a conductelor termice montate direct în pămînt" (ing. Alice Stancu — IPCMC) a arătat stadiul actual al experimentărilor care se fac cu un izolant nou, produs în ţara noastră, cu ajutorul căruia conductele se pot monta în pămînt fără canal. Presărat ca o pulbere în jurul conductelor, prin ridicarea temperaturii acestora se formează în jurul lor o masă solidă, cu diferite stratificaţii, care serveşte ca izolaţie anticorosivă, catodică, termică şi hidrofugă. Se anticipează o eficienţă economică deosebită a acestor metode.

Discuţiile care au urmat pe marginea referatelor au contribuit la lămurirea problemelor ridicate şi au demonstrat interesul provocat de subiectele respective.

Ing. A. Petrescu

RECENZII

Prof. ing. Al. Gheorghiu

STATICA CONSTRUCŢIILOR

vol. II, 726 p., 287 fig.

Bucureşti, Editura Tehnică
1965

La sfîrşitul anului 1965 a apărut al doilea volum de Statica construcţiilor al prof. ing. Al. Gheorghiu, conţinînd calculul structurilor static nedeterminate. Apariţia volumului reprezintă un eveniment important pentru proiectanţii de construcţii şi pentru cercetătorii ştiinţifici din acest domeniu.

Studiul propriu-zis al structurilor static nedeterminate este precedat de trei capitole cu caracter pregătitor, relative la: deformarea structurilor (calculul deplasărilor secţiunilor şi trasarea deformatelor), caracterizarea structurilor din punct de vedere static (problema precizării nedeterminării statice) şi din punct de vedere geometric (problema precizării poziţiei deformate). Pe această bază, se definesc trăsăturile celor două metode generale de calcul: metoda eforturilor şi metoda deplasărilor.

Este locul să subliniem aportul personal al autorului în dezvoltarea studiului deformatelor, cu ajutorul sistemelor conjugate, în generalizarea analogiei condiţiei de compatibilitate a poziţiei deformate cu condiţia de echilibru a sistemului conjugat corespunzător, în studiul deformatelor grinzilor cu zăbrele (prin determinarea deplasărilor nodurilor şi a rotirii barelor cu ajutorul unei singure conjugate), în utilizarea „conjugatelor auxiliare" (conjugatele sistemelor conjugate) la rezolvarea structurilor static nedeterminate (cap. VII), în determinarea deformatelor structurilor plane încărcate cu sarcini normale pe planele axelor. Considerăm că studiul întreprins de prof. ing. Al. Gheorghiu în acest domeniu este la nivelul celor mai valoroase lucrări existente astăzi în întreaga literatură de specialitate.

Caracterizarea celor două metode generale de calcul ale structurilor static nedeterminate înainte de dezvoltarea propriu-zisă a lor — în opoziţie cu ordinea obişnuită în manualele de Statica construcţiilor — se înscrie pe linia unei prefe-

Statica
Construcţiilor

rinţe vădite a autorului pentru procedeele de expunere cu caracter deductiv, procedee a căror eleganţă nu poate fi contestată. Subliniem modalitatea de abordare a problemei rezolvării structurilor static nedeterminate — prin definirea prealabilă a diagramelor unitare şi considerarea sistemelor de bază ca sisteme cu caracter convenţional, destinate să simplifice şi să concretizeze trasarea diagramelor unitare.

Capitolele IV, V, VI conţin metoda generală a eforturilor, inclusiv aplicaţiile ei la rezolvarea unor tipuri de structuri static nedeterminate curent întîlnite în proiectare (cadre, grinzi continue, grinzi cu zăbrele, arce şi structuri mixte), încărcate atît cu sarcini fixe, cît şi cu sarcini mobile. Capitolele includ aspecte multiple legate de prezenţa unor bare cu secţiuni variabile, de existenţa unor legături imperfecte (încastrări elastice) etc. O dezvoltare deosebită se acordă studiului arcelor, în care se discută pe larg ponderile tuturor factorilor care intervin în rezolvare pentru a putea discerne aproximaţiile admise în calculele curente.

Capitolul VII este dedicat rezolvării structurilor static nedeterminate cu ajutorul sistemelor conjugate. Autorul precizează că „utilizarea sistemelor conjugate la rezolvarea structurilor static nedeterminate reprezintă o altă interpretare şi un alt mod de aplicare a ideii de bază din metoda generală a eforturilor“ (p. 441). Rezolvarea structurilor static nedeterminate încărcate cu sarcini fixe pe această cale nu are o circulaţie largă în proiectare; este, totuşi, extrem de interesantă regăsirea unor teoreme, proprietăţi, ecuaţii din Statică prin acest „joc secund“ al sistemelor conjugate ca, de exemplu, procedeul utilizării concomitente a mai multor sisteme de bază, analogia compresiunii excentrice, analogia forfecării cu torsiunea etc. Domeniul cel mai firesc de aplicare a sistemelor conjugate îl reprezintă desigur construirea liniilor de influenţă la structuri static nedeterminate. În acest sens apare deosebit de interesantă posibilitatea rezolvării unitare a întregii probleme operînd exclusiv asupra conjugatelor, atît pentru ridicarea nedeterminării statice, cît şi pentru trasarea diagramei deplasărilor (cap. VII par. C).

Metoda generală a deplasărilor este expusă în două capitole. Primul capitol cuprinde date preliminare (definirea sistemului de bază, ecuaţiile de condiţie, relaţiile dintre eforturi şi deplasări la bare drepte şi curbe, introducerea noţiunilor de coeficient de rigiditate şi de factor de transmitere) şi rezolvarea cadrelor, în forma generală. În următorul capitol se reia studiul structurilor cu ajutorul metodei deplasărilor, folosind procedee de rezolvare iterative. Dezvoltarea impetuoasă a acestor procedee în ultimii ani, aplicarea lor largă în proiectare, justifică deplin atenţia deosebită acordată descrierii şi exemplificării lor. Remarcăm prezenţa unor metode de calcul recente: Dašek, Kani (autorul le prezintă unitar, în forma unei metode a transmiterii momentelor neechilibrate), Csonka.

Menţionăm că efectuarea trecerii de la rotiri la momente pe schema de calcul a cadrului — foarte răspîndită astăzi, pînă la a ajunge anonimă — a fost utilizată, pentru prima dată, de prof. ing. Al. Gheorghiu, în cursul predat în cadrul Institutului de construcţii Bucureşti.

Ultimul capitol din volum — al zecelea — cuprinde rezolvarea structurilor plane încărcate normal pe planele lor: reţele cu grinzile dispuse paralel sau înclinat faţă de laturile conturului (studiate prin metoda generală a eforturilor, în ipoteza neglijării momentelor de legătură dintre bare) şi grinzi plane, curbe sau cotite.

Tratatul de Statica construcţiilor poartă pecetea personalităţii autorului: ordonarea materialului, înlănţuirea demonstraţiilor, claritatea impecabilă a expunerii, toate indică tendinţa permanentă de sistematizare, de generalizare, o înclinare spre o exprimare cu caracter clasic. După parcurgerea tratatului, rămînem cu senzaţia că ne aflăm în faţa unei opere îndelung şlefuite, deplin realizate, rezultat a zeci de ani dedicaţi disciplinei Staticii construcţiilor.

Dr. ing. A. Scarlat

Csonka Pal

MEMBRANSCHALEN

(Membrane)

Berlin — München, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1966

Literatura din domeniul plăcilor curbe subţiri s-a îmbogăţit cu o nouă lucrare, intitulată „Membrane“ şi apărută ca broşura nr. 16 a colecţiei Bauingenieur-Praxis, editată de cunoscuta editură Wilhelm Ernst & Sohn. Autorul cărţii, profesor doctor în ştiinţe tehnice P. Csonka din Budapesta, este cunoscut cititorilor români, din două articole publicate în paginile acestei reviste şi intitulate „Consideraţii asupra învelitorilor subţiri de translaţie“ (nr. 1/1957) şi „Plăci curbe subţiri sectoriale pe contur poligonal, trasate după o cuadrică“ (nr. 4/1966).

Trăsăturile caracteristice tuturor publicaţiilor anterioare ale prof. Csonka sînt simplitatea soluţiei şi concizia prezentării. Din domeniile atît de vaste ale teoriei plăcilor curbe subţiri, capitolul de predilecţie al autorului îl constituie **membranele,** adică acele plăci curbe subţiri la care starea de eforturi şi de deformaţii este caracterizată în principal prin mărimi acţionînd în planul tangent.

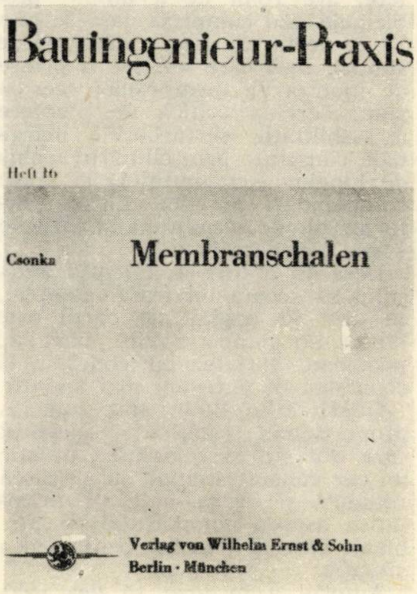
Publicaţiile de acest gen ale prof. Csonka se întind pe un număr însemnat de ani, iar cartea de faţă poate fi privită, în principal, ca o sinteză a activităţii personale.

Aşa cum mărturiseşte autorul, scopul cărţii este de a constitui o introducere clară şi uşor de înţeles în teoria membranelor, prezentată astfel încît să fie uşor accesibilă nu numai specialiştilor, dar şi tinerilor practicieni.

Problemele sînt rezolvate cu mijloacele matematice cele mai variate, ca soluţii exacte, metode variaţionale, metoda colocaţiei, serii de puteri (limitate practic la un număr mic de termeni).

Acolo unde soluţia exactă nu poate fi exprimată sub o formă finită şi ar necesita, în acest scop, calcule complicate, autorul alege o problemă înrudită, însă mult mai simplă.

Pentru a da un exemplu, vom cita cazul unei cupole pe contur dreptunghiular, suprafaţa mediană fiind de gradul al patrulea şi avînd curbura totală pozitivă. Soluţia pentru eforturi se obţine sub formă elementară (polinominală), aplicînd metoda colocaţiei. Încărcarea, teoretic uniformă, variază în limitele 0,959...1,009 g, ceea ce este absolut satisfăcător pentru practică.



Capitolul I conţine o **introducere** în problemele membranelor (moduri de lucru ale plăcilor curbe subţiri, ipoteze, curburi).

În capitolul al doilea, **bazele teoretice**, sînt prezentate concis componentele încărcării exterioare, starea de eforturi (eforturi reale şi proiectate), eforturi în secţiuni înclinate, ecuaţiile de echilibru, funcţia de eforturi a lui Pucher, condiţii marginale şi suprafeţe afine.

Dezvoltarea cea mai mare o are capitolul al treilea, tratat sub formă de **exemple de aplicare.** Încărcarea este cea uniformă în proiecţie sau, în soluţiile aproximative, o încărcare puţin diferită de aceasta.

Tipurile de suprafeţe mediane şi formele de contururi în plan studiate sînt următoarele: paraboloidul de rotaţie pe contur triunghiular echilateral sau dreptunghic isoscel, idem pe contur pătrat, suprafaţă de translaţie pe contur pătrat, cupole de ordin superior pe contur dreptunghiular, plăci cilindrice şi conoizi parabolici pe contur dreptunghiular, suprafeţe strîmbe (paraboloizi hiperbolici) cu generatoare rectilinii, paraboloidul hiperbolic în şa pe contur dreptunghiular, plăci intersectate (de exemplu tip umbrelă, peron, zigzag), plăci intersectate pe contur poligonal cu margini drepte sau curbe în proiecţie orizontală, cupole în absid, cupola parabolică pe contur eliptic. În încheierea capitolului este studiat paraboloidul pe contur eliptic şi suprafeţele de egală rezistenţă.

Capitolul al patrulea, de **încheiere,** are rolul de a aminti problemele mai complexe care se pun în proiectarea unei plăci curbe subţiri, însă care nu pot fi prinse de ipoteza de membrană; acestea sînt: sarcina critică de pierdere a stabilităţii, perturbaţiile marginale (ilustrate prin cilindrul închis de lungime semi-infinită) şi unele recomandări practice. Lipsesc deformaţiile de membrană şi cazurile static nedeterminate.

Deşi nu a fost în intenţia autorului să scoată un tratat complet, în cele 92 pagini ale cărţii este tratat un număr foarte mare de probleme variate, cu concizia şi claritatea de care am mai amintit.

Diferitele capitole sînt judicios proporţionate, astfel încît cititorul care doreşte să folosească practic un caz concret studiat, să găsească totodată şi cîteva indicaţii orientative asupra complexului de probleme care se pun într-o asemenea situaţie.

Autorul a încercat să dea soluţii simple, uşor de înţeles şi de aplicat pentru probleme a căror rezolvare exactă este legată de dificultăţi matematice considerabile şi prin aceasta să învingă prejudecata că structurile din plăci curbe subţiri pot fi abordate doar de specialişti experimentaţi, introduşi în toate teoriile acestui domeniu.

Considerăm ca foarte interesantă această experienţă şi sîntem convinşi că, dacă pe specialişti îi va mulţumi expunerea cărţii, începătorilor le va deschide gustul de a adînci variatele probleme din acest domeniu.

De subliniat excelenta prezentare grafică şi claritatea şi numărul mare de figuri care înlesnesc urmărirea cărţii, chiar fără cunoaşterea limbii.

Dr. ing. M. Soare

Laszlo Mohacsy

CONTEMPORARY FORMING METHODS

(Metode actuale de cofrare)

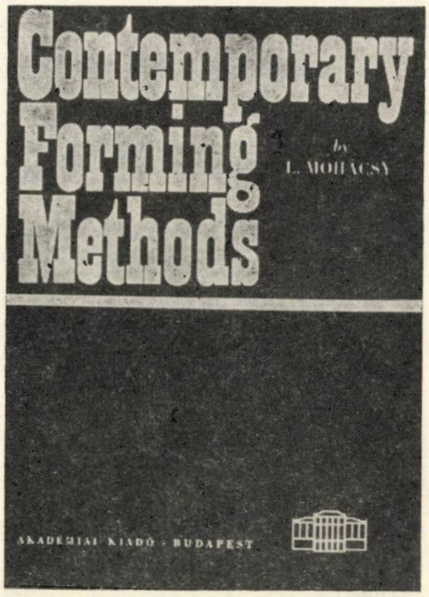
Budapest, Akademiai Kiado, 1966

Lucrarea recent apărută în îngrijirea Editurii Academiei din Budapesta, în condiţii grafice deosebite, constituie o amplă monografie a metodelor de cofrare care se utilizează în prezent în practica mondială la executarea construcţiilor din beton armat, civile, industriale şi inginereşti şi a cunoştinţelor actuale cu privire la interacţiunea mecanică, fizică şi chimică beton-cofraj.

Depăşind sfera titlului, în lucrare se expun şi procedeele moderne de execuţie, bazate pe prefabricarea grea, structurile de rezistenţă realizîndu-se prin montare, din subansambluri de mari dimensiuni.

Lucrarea, bazată pe o bibliografie vastă, este organizată pe 6 capitole bogat ilustrate (393 figuri), pe întinderea a peste 300 pagini.

După o scurtă introducere (în cap. I), cap. II începe prin prezentarea detaliilor de alcătuire şi de îmbinare şi a condiţiilor tehnice de folosire a cofrajelor reutilizabile de inventar, din panouri plane, curbe sau frînte, cu rame din lemn sau metal şi astereala din: scurtături de scînduri, panel, placaj, plăci fibrolemnoase, tole metalice sau din masă plastică (pline, plane, perforate sau profilate), ţesături de sîrmă sau textile (la cofrajele vacuumante), plăci de azbociment, sticlă, mortar şi cauciuc.



În continuare se tratează problema cofrajelor pierdute (care rămîn înglobate în beton) din materiale anorganice (blocuri şi corpuri din beton greu sau uşor, plăci termo şi hidroizolatoare, plăci prefabricate constituind paramentul exterior gata finisat, clavouri din beton cu diferite forme şi mărimi, pentru silozuri, coşuri, turnuri de răci etc., corpuri prefabricate din sticlă, ipso azbociment) şi din materiale organic (placaj de pin, trestie, paie).

În ultima parte a capitolului se pre zintă sistemele şi procedeele de realizar a golurilor (de formă circulară, oval sau rectangulară) în unele element prefabricate (fîşii de planşeu, element de coşuri-ventilaţii etc.) sau a cana lelor pentru trecerea cablurilor de pre comprimare, folosindu-se cofraje pliant (din lemn sau metalice) sau tuburi meta lice, ţevi din masă plastică, rigide sa flexibile (gofrate) etc.

Capitolul III, cel mai dezvoltat prezintă, în prima parte, elementele d sprijinire a cofrajelor pentru planşee stîlpi, bolţi, cupole, platelaje de podur etc. şi anume: sprijiniri simple din bil de lemn pe pane, cricuri şi popi metalic telescopici, grinzi telescopice din profil laminate sau elemente cu zăbrele, grinzi tip macaz şi ferme de mare deschidere, prese şi buloane pentru fixarea panourilor de cofraj pentru pereţi, ancoraje, spraiţuri şi chingi pentru stîlpi.

În continuare se face o amplă expunere a diferitelor sisteme de cofraje căţărătoare şi glisante pentru executarea clădirilor de locuit şi administrative cu multe niveluri, stîlpilor pentru căi de rulare, pilelor de poduri, coşurilor de fum, rezervoarelor şi silozurilor, şi a castelelor de apă (cu secţiuni constante sau variabile). În afara schemelor de alcătuire a cofrajelor căţărătoare şi glisante, se prezintă detaliat mecanismele şi dispozitivele de acţionare a acestora precum şi schemele de utilizare cu exemplificări referitoare la clădiri real executate.

Ultima parte a capitolului este destinată utilajelor şi mecanismelor necesare aplicării procedeului de execuţie a planşeelor şi chiar a etajelor întregi, prin liftare; tot aici se expun procedeele de execuţie a structurilor de hale industriale din cadre preturnate pe platforme orizontale şi ridicate în poziţia din proiect prin basculare şi ripare şi procedeul de execuţie a structurilor tip „fagure" şi a învelitorilor de tip şed, cu ajutorul cofrajelor spaţiale pliante, mecanizate, alunecătoare pe plan orizontal, de tipul Tracoba, Sectra.

Capitolul IV se referă la materialele adecvate realizării unor betoane de bună calitate, aparente, gata finisate din cofraj. Se mai tratează materialele de protecţie a cofrajelor, suporţi-distanţieri pentru armătură şi diverse elemente de echipament care se înglobează în beton, materiale pentru tratarea superficială a betonului proaspăt în vederea reducerii fisurării din contracţia provocată de evaporarea apei de amestecare, adaosuri plastifiante şi acceleratoare de priză şi întărire.

Capitolele V şi VI sînt destinate problemelor de dimensionare a cofrajelor, în funcţie de presiunea exercitată de beton asupra acestora pentru diferite condiţii de punere în lucrare, în ceea ce priveşte modul de compactare, efectul de cofraj, efectul static al plastifianţilor şi adaosurilor acceleratoare de priză şi întărire, volumul reprizelor de betonare etc.

Ing. D. D. Niculescu

DOCUMENTARE

NOU SANATORIU PE MALUL MĂRII ÎN U.R.S.S.

La proiectarea noului sanatoriu „SOCI" s-a urmărit să se pună în valoare amplasarea sanatoriului în imediata apropiere a malului mării, unde se creează condiţii optime de tratament şi odihnă. Compoziţia arhitecturală, sistemul constructiv, instalaţiile, sistemul de deservire etc., sînt subordonate legăturii directe dintre sanatoriu şi mare.

Sanatoriul are 10 niveluri şi se găseşte la poalele unei faleze abrupte, direct pe malul mării, intrarea în clădire făcîndu-se pe la partea superioară.

Cele două niveluri inferioare ale clădirii fac parte integrantă din plajă, fiind deschise înspre mare.

Legătura dintre sanatoriu şi faleză se face pe două poduri.

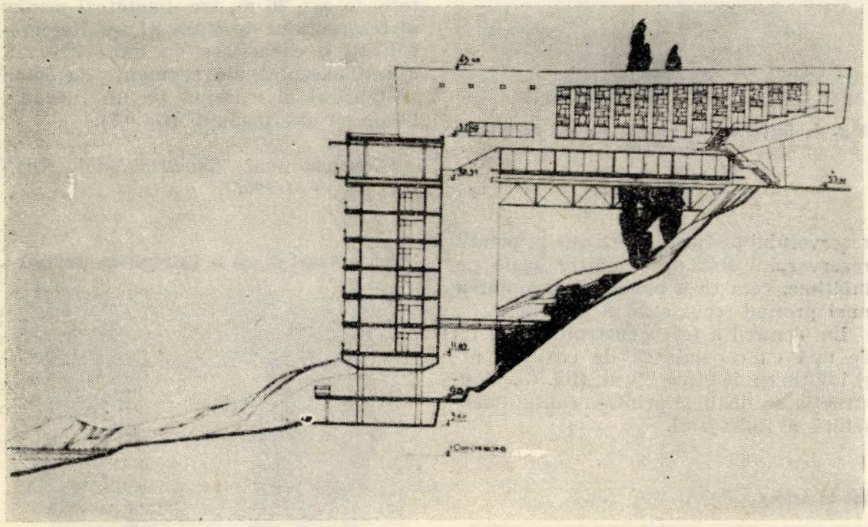


Fig. 1. Secţiune

Peste unul din poduri, rezemînd cu un capăt pe faleză şi cu altul pe clădirea sanatoriului, se găsesc un cinematograf de 600 locuri şi intrarea principală în sanatoriu (fig. 1).

Pe una din faţadele laterale, o scară deschisă în spirală face legătura între plajă şi etajele sanatoriului constituind şi un element decorativ (fig. 2).

Etajul superior al clădirii, prin care se intră, este destinat serviciilor comune. Aici se găseşte holul principal, garderoba, poşta, chioşcuri de ziare, sala de dans şi sala de odihnă. Tot la acelaşi nivel se află o sală de mese cu o capacitate de deservire simultană a tuturor celor 600 de locatari ai sanatoriului.

Zona de locuit care se întinde pe şase etaje este separată de etajul superior printr-un etaj tehnic care conţine conductele instalaţiei de încălzire cu aer şi constituie în acelaşi timp o izolare acustică împotriva zgomotelor provenite de la sălile de spectacol sau dans.

Fiecare din etajele zonei de locuit cuprinde 51 de camere de cîte două persoane fiecare. Camerele de locuit, cu suprafaţa de 14 m² fiecare, au camere de baie, dulapuri înzidite etc. Toate camerele au vedere la mare, ceea ce creează condiţii egale pentru toţi cei aflaţi în tratament, în timp ce pe faţada opusă mării sînt amplasate cabinetele medicale, camerele doctorilor şi diferite încăperi auxiliare. La fiecare etaj se găsesc telefoane, pe coridoare, în nişe, sînt prevăzute frigidere, iar în holuri, televizoare.

În al doilea nivel se află sala de aerare, biblioteca cu sala de lectură, sala de biliard, frizeria şi barul.

Parterul clădirii, complet deschis, cuprinde o sală mare de gimnastică medicală, spaţii de odihnă, cameră de duşuri etc.

Tot la acelaşi nivel se păstrează bărcile, care se transportă la apă cu un monorail special.

În faţa sanatoriului s-a prevăzut un bazin de apă liniştită, separat de mare printr-un sistem de diguri.

La finisaje s-au utilizat pe scară largă materiale plastice. Pereţii camerelor de locuit sînt căptuşiţi cu tapete lavabile, la pardoseli s-a utilizat Kovral-ul, un material pe bază de masă plastică, elastic, care se spală şi se curăţă uşor, fiind în acelaşi timp foarte estetic. Coridorul fiecărui etaj este finisat în altă culoare.

Clădirea s-a executat într-o zonă seismică, ceea ce a obligat pe proiectanţi să adopte o serie de măsuri speciale.

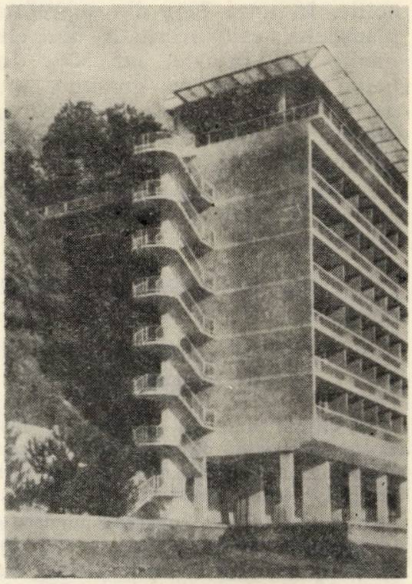
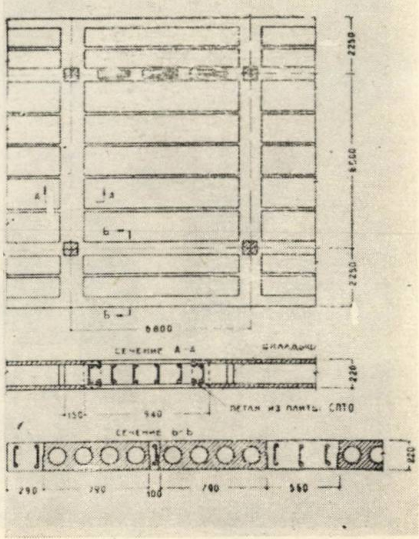


Fig. 2. Faţada laterală

Lungimea construcţiei este de aproape 200 m, rosturile de dilataţie lipsesc întrucît variaţiile reduse de temperatură din zona respectivă au permis ca eforturile care apar să fie preluate printr-un spor redus al armăturii stîlpilor.

Scheletul de rezistenţă este format din cadre cu o deschidere de

Fig. 3. Plan şi secţiune prin planşeul monolit-prefabricat



6,80 m şi două console de cîte 2,2 m, cu stîlpi din beton armat prefabricat de înălţimea unui etaj şi rigle din beton armat monolit.

Planşeele sînt alcătuite din fîşii cu goluri rotunde legate prin urechi de oţel-beton de riglele cadrului. Înălţimea planşeului de 22 cm este egală cu înălţimea riglei care formează astfel o nervură în grosimea planşeului şi asigură un tavan neted. Între fîşiile de goluri se mai prevăd mici nervuri monolite. În total 70% din suprafaţa planşeului este formată din elemente prefabricate, iar 30% din beton armat pe loc, grosimea medie de beton fiind de 14,3 cm. Încercări efectuate au dovedit buna comportare a planşeului (fig. 3).

Executarea planşeelor cu o suprafaţă de 2150 m^2 a durat 2 săptămîni.

(Arhitectura SSSR, nr. 11/1965)

NOI TIPURI DE CASTELE DE APĂ ÎN ANGLIA

În ultimii ani, în Anglia, a fost construită o serie de noi castele de apă din beton armat, prezentînd interes prin forma lor sau alcătuirea constructivă.

La Arkley a fost construit un castel de apă de o formă neobişnuită (fig. 4). Înălţimea castelui de apă este de cca 15 m, iar capacitatea sa de cca 3 200 m^3.

La East Dereham a fost construit un castel de apă cu capacitatea de cca 1 800 m^3 şi înălţimea la partea superioară a cupolei acoperişului de circa 36 m. Diametrul la naşterea cupolei este de cca 27 m (fig. 5). Unghiul de înclinare al pereţilor a fost astfel ales încît să coincidă cu direcţia rezultantei forţelor din greutatea proprie a acoperişului, împingerea cupolei, presiunea apei şi greutatea proprie a peretelui. Prin aceasta, nu se produc eforturi de încovoiere în pereţii rezervorului, iar eforturile de compresiune verticale se transmit la grinda inelară de la rezemarea rezervorului pe turn. Eforturile în pereţii rezervorului sînt aproximativ egale pe înălţime, ceea ce a condus la adoptarea unei grosimi constante a pereţilor.

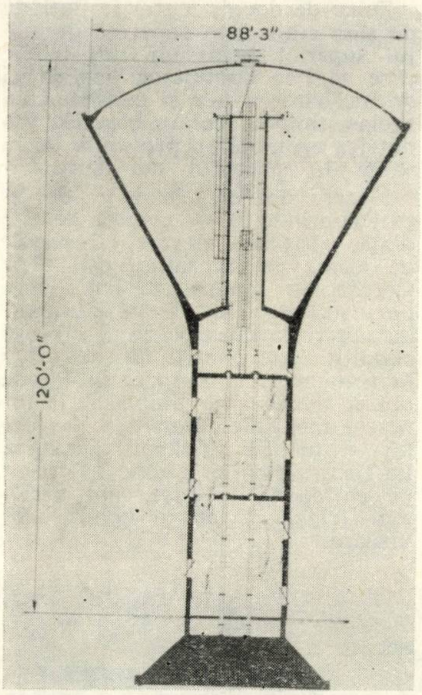


Fig. 5. Secţiune prin castelul de apă de la East Dereham
120'—00'' = 36 m
88'—3'' = 27 m

La Tonwell a fost construit un castel de apă cu capacitatea de cca 220 m^3 şi înălţimea de circa 23 m (fig. 6). Construcţia se distinge printr-o calitate deosebită a finisajului.

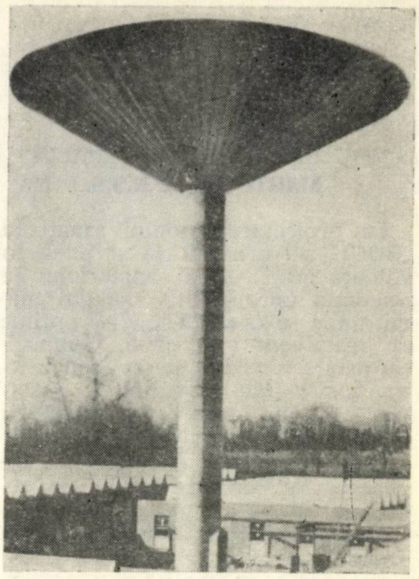


Fig. 6. Castel de apă la Tonwell

În incinta Universităţii din York a fost construit un castel de apă cu rezervorul conic. Înălţimea totală a structurii este de cca 26 m, iar diametrul maxim al rezervorului de circa 21 m. Rezervorul, cu o capacitate de circa 220 m^3, a fost executat din segmente de beton prefabricat şi reazemă pe un turn din beton armat monolit (fig. 7).

(Concrete and Constructional Engineering nr 1/1966).

Fig. 7. Castel de apă la Universitatea din York

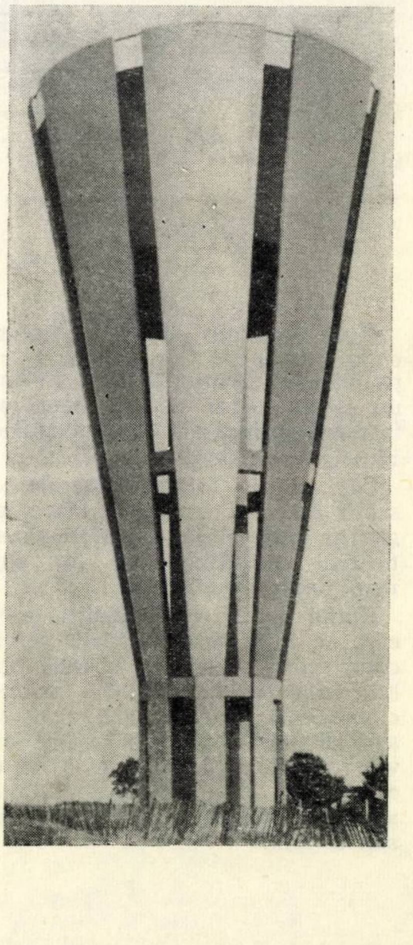
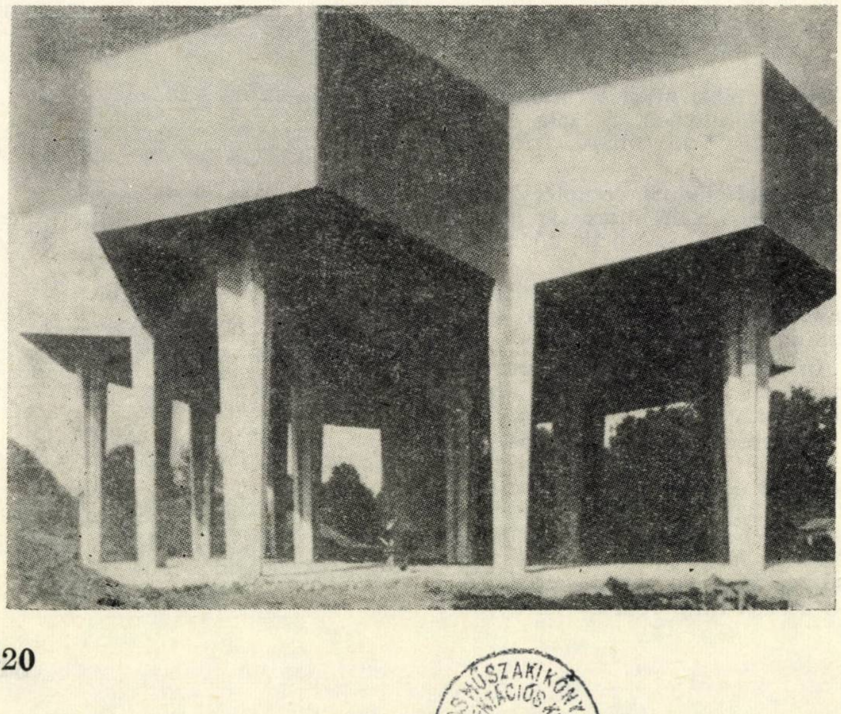
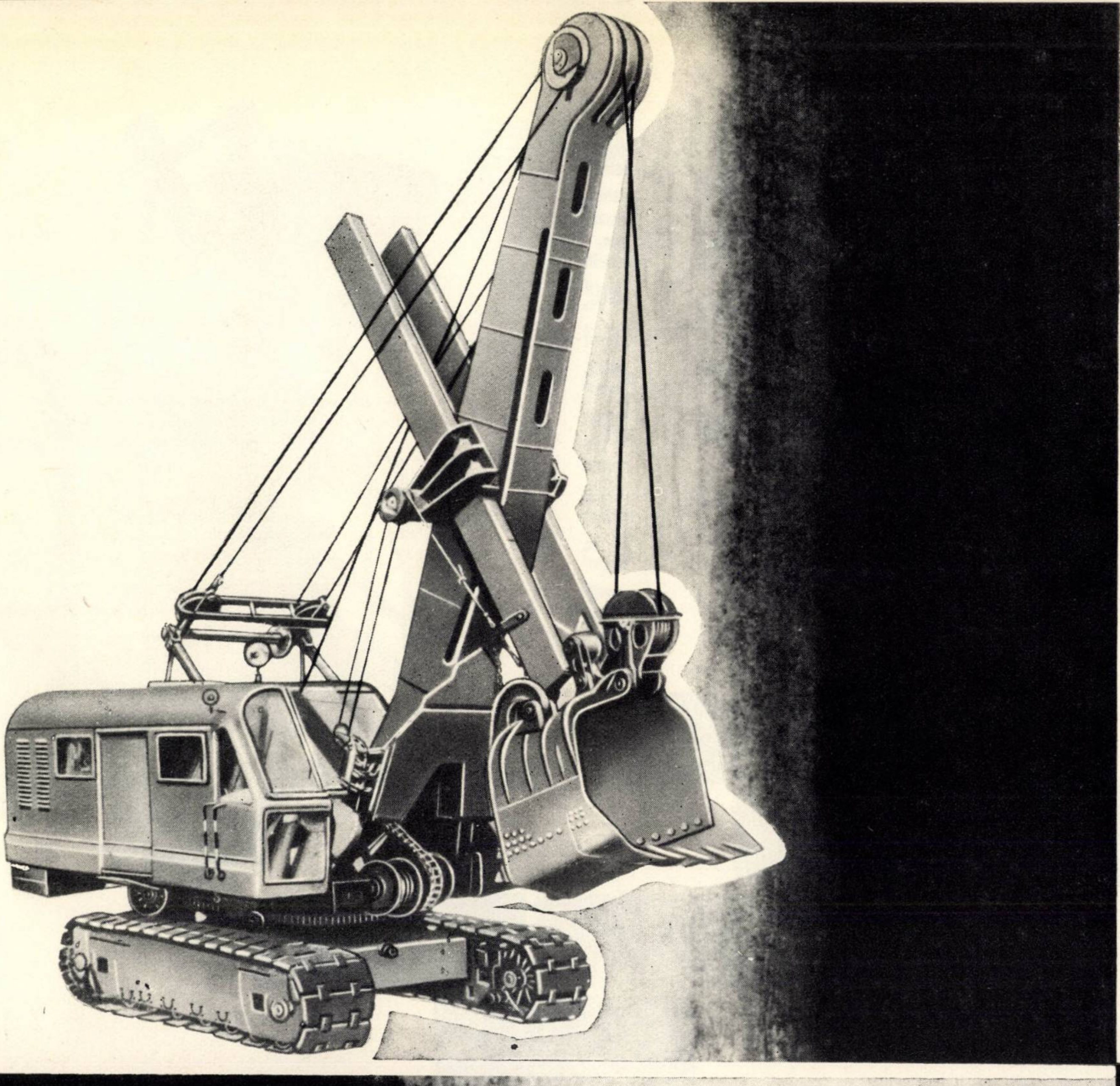


Fig. 4. Castel de apă la Arkley



ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883



cietatea poloneză pentru exportul
şi importul maşinilor

POLIMEX

Varşovia, 7/9, str. Czackiego, Căsuţa poştală 814, 815
POLONIA

invită să vizitaţi Expoziţia din Bucureşti, deschisă
e 9 şi 22 septembrie a.c., unde vor fi expuse, printre
le, maşini pentru construcţii, care au cucerit încre-
ea multor specialişti şi clienţi din străinătate.
oziţia de maşini pentru construcţii prezintă o gamă
gă a posibilităţilor de export ale societăţii Polimex.

Reţineţi !
Expoziţia POLIMEX la Bucureşti
Piaţa Scînteii

Vor putea fi văzute în cadrul expoziţiei :

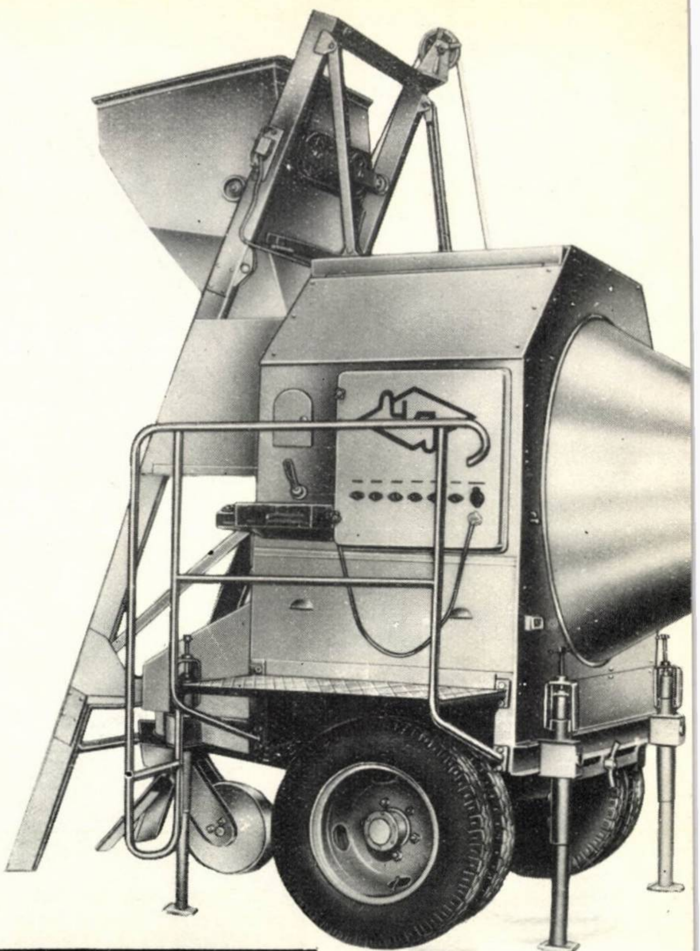
- **Macara auto**
- **Lopată mecanică universală**
- **Săpător de şanţuri cu cupe**
- **Sonetă pentru piloţi formaţi în sol**
- **Berbec vibrator**
- **Grup uşor pentru tencuit**
- **Mai vibrator**
- **Încărcător hidraulic**
- **Dumper agitator pentru beton**
- **Maşini de sclivisit**
- **Maşini de tăiat, filetat şi curbat ţevi**
- **Laborator pentru încercarea betonului**

Toate maşinile vor fi prezentate în funcţiune şi specialiştii noştri vor da celor interesaţi toate informaţiile de detaliu asupra funcţionării lor ca şi asupra condiţiilor de livrare.

Vizitați standul Expoziției Industriale a Republicii Populare Bulgaria care va avea loc la București între 1 și 13 noiembrie 1966 în pavilionul central de expoziții Piața Scînteii nr. 1.

MACHINOEXPORT

BULGARIE



Pentru lucrările de construcții, betonierele bulgare vă permit să obțineți amestecuri de bună calitate cu un consum minim de energie.

1. **Betoniera BP 300/200**

Capacitatea benei	300 l
Volumul amestecului preparat	200 l
Randamentul la 40 amestecuri/h	8 m³/h

2. **Betoniera BP 250/165**

Capacitatea tamburului	250 l
Volumul amestecului preparat	165 l
Randamentul	6,3 m³/h

3. **Betoniera BP 500/750**

Capacitatea benei	750 l
Capacitatea tamburului	500 l
Randamentul	15–20 m³/h

Betonierele funcționează pe principiul gravitației

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Exportator
B C E „Machinoexport"

5, str. Acsakov Sofia – Bulgaria telefon 8-53-21, telex. 011-425 Telegrame Machinoexport – Sofia

„COMBINATUL DE CAUCIUC SINTETIC ŞI PRODUSE PETROCHIMICE"

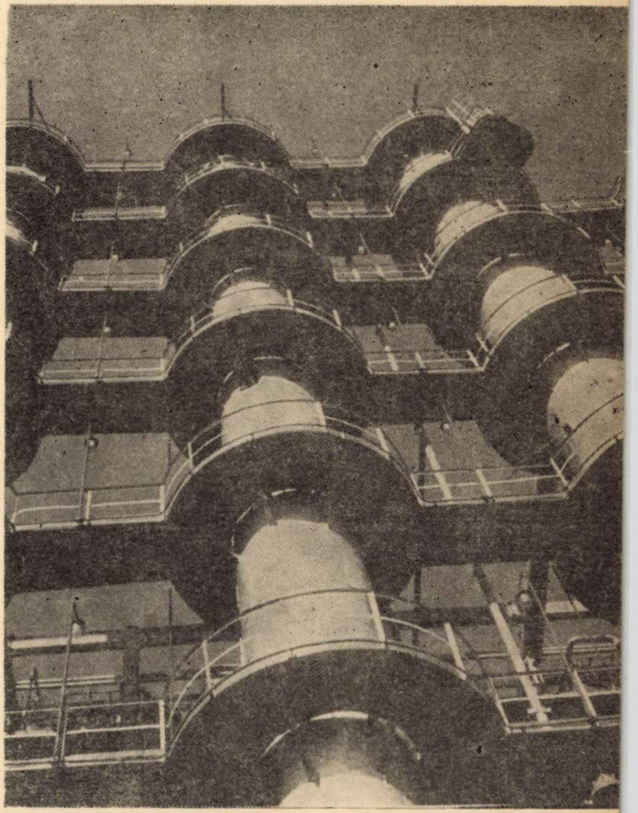
Oraşul Gheorghe Gheorghiu-Dej, Raion Tg. Ocna, Reg. Bacău

fabrică:

- **polistiren expandat cu denumirea comercială PEX**
- **polistiren expandat ignifugat cu denumirea comercială PEXI**

Denumirea caracteristicii	Unitatea de măsură	Polistiren expandat tip PEX	tip PEXI
Aspectul	–	blocuri sau plăci paralelipipedice	
Culoarea	–	alb	colorat
Densitatea aparentă	kg/m³	17–22	17–22
Tensiunea la compresiune pentru o deformare de 10%	kgf/cm² min.	0,70	0,70
Rezistenţa la forfecare	kgf/cm² min.	4	4
Rezisenţa la rupere la încovoiere statică	kgf/cm² min.	1,50	1,50
Conductivitatea termică	kcal/mh° C max.	0,03	0,03
Gradul de ignifugare	–	nenormat	greu combustibil şi se autostinge
Absorbţia de apă	g apă / 100 cm³ expandat max.	1,5	1,5

Polistirenul expandat se foloseşte cu succes pînă la temperatura de +75°C, ca izolant termic în construcţiile civile şi industriale şi izolant fonic.



DO NOT FORGET TO RENEW YOUR SUBSCRIPTION TO „REVISTA CONSTRUCŢIILOR ŞI A MATERIALELOR DE CONSTRUCŢII" for 1967
Write directly to
„CARTIMEX", P.O.B. 134—135, Bucharest, ROMANIA,
or get in touch with its representatives in your country at the following addresses:

ALBANIA — Ndermarja Shtetnore e Botimeve Tirana
AUSTRIA — Globus Buchvertrieb Salzgries 16, Wien XX
BELGIUM — Du Monde Entier 5, Place St. Jean Bruxelles
BULGARIA — Ruznoiznos 1, rue Tzar Assen, Sofia
CHINA — Waiwen Shudian POB 88, Peking
CUBA — Cubartimpex Calle Ermita 48 San Pedro, Habana
CZECHOSLOVAKIA — Artia Ve Smenkach 30, Praha I
FINLAND — Akateminen Kirjakauppa POB 128, Helsinki
FRANCE — Messageries de la Presse Parisienne 111, Rue Réaumur, Paris 2 e
GERMAN DEMOCRATIC REPUBLIC — Deutscher Buch Exp. u. Import Leninstrasse 16. Leipzig 701
GERMANY, FEDERAL REPUBLIC OF — Kubon & Sagner P.O.B. 68, München 34
HUNGARY — Kultura P.O.B. 49, Budapest 62
ISRAËL — Haiflepac Ltd. 11 Arlosoroff Street, Haifa
— Lepac. 15, Rambam St., Tel Aviv
ITALY — So. Co. Lib. Ri Export-Import Piazza Margana 33, Roma
JAPAN — Nauka Ltd. 2 Kanda Zimbocho 2 Chome Kiyoda-ku, Tokyo
MONGOLIA — Mongolgosknigotorg Ulan Bator
KOREA, PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC OF — Chulphanmul Phenian
NETHERLANDS — Meulenhoff Beulingstraat 2, Amsterdam
NORWAY — Norsk Bogimport P.O.B. 3267, Oslo
POLAND — Ruch ul. Wilcza 46, Warszawa
PORTUGAL — Libreria Buchholz Avda. Liberdade, Lisboa
SPAIN — Libreria Herder Calle de Balmos 26, Barcelona
SWEDEN — D. C. Fritze Fredgatan 2, Stockholm 16
SWIZERLAND — Pinkus & Cie. Froschaugasse 7, Zürich
UNITED KINGDOM — Collet's Holdings Ltd. Denington Industrial Estate Wellingborough, Northants
U.S.A. — Fam Book Service, 69 Fifth Avenue, Suite 8 F New York 10003, N. Y.
— Continental Publications, 111, South Mermanee Ave. St. Louis, Missouri 63105
U.S.S.R. — Mejdunarodnaia Kniga, Moscow G — 200
VIETNAM, DEMOCRATIC REPUBLIC OF — So Xunt Nhap Khap Sach Bao Hai Ba Trung 32, Hanoi
YUGOSLAVIA — Jugoslovenska Kniga Terazije 27, Beograd
— Forum 1 Vojvode Misica, Novisad
— Prosveta Teranije 16/1, Beograd

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

ÎNTREPRINDEREA MATERIALE DE CONSTRUCȚII

1 mai bucov

1967 JAN -3

PLOIEŞTI, CĂSUȚA POŞTALĂ Nr. 192

1. **CARAMIZI CU GAURI VERTICALE STAS 5185–59**

Dimensiuni :

240 × 115 × 88 mm
290 × 140 × 88 mm } Calit. I ş
290 × 140 × 63 mm

folosite la executarea zidurilor exterioare interioare, portante sau neportante. Mar 50–125

2. **CARAMIZI PLINE PRESATE PE CALE UMED STAS 457–57**

Dimensiuni :

240 × 115 × 63 mm — Calit. A (u lizare zidu aparente)

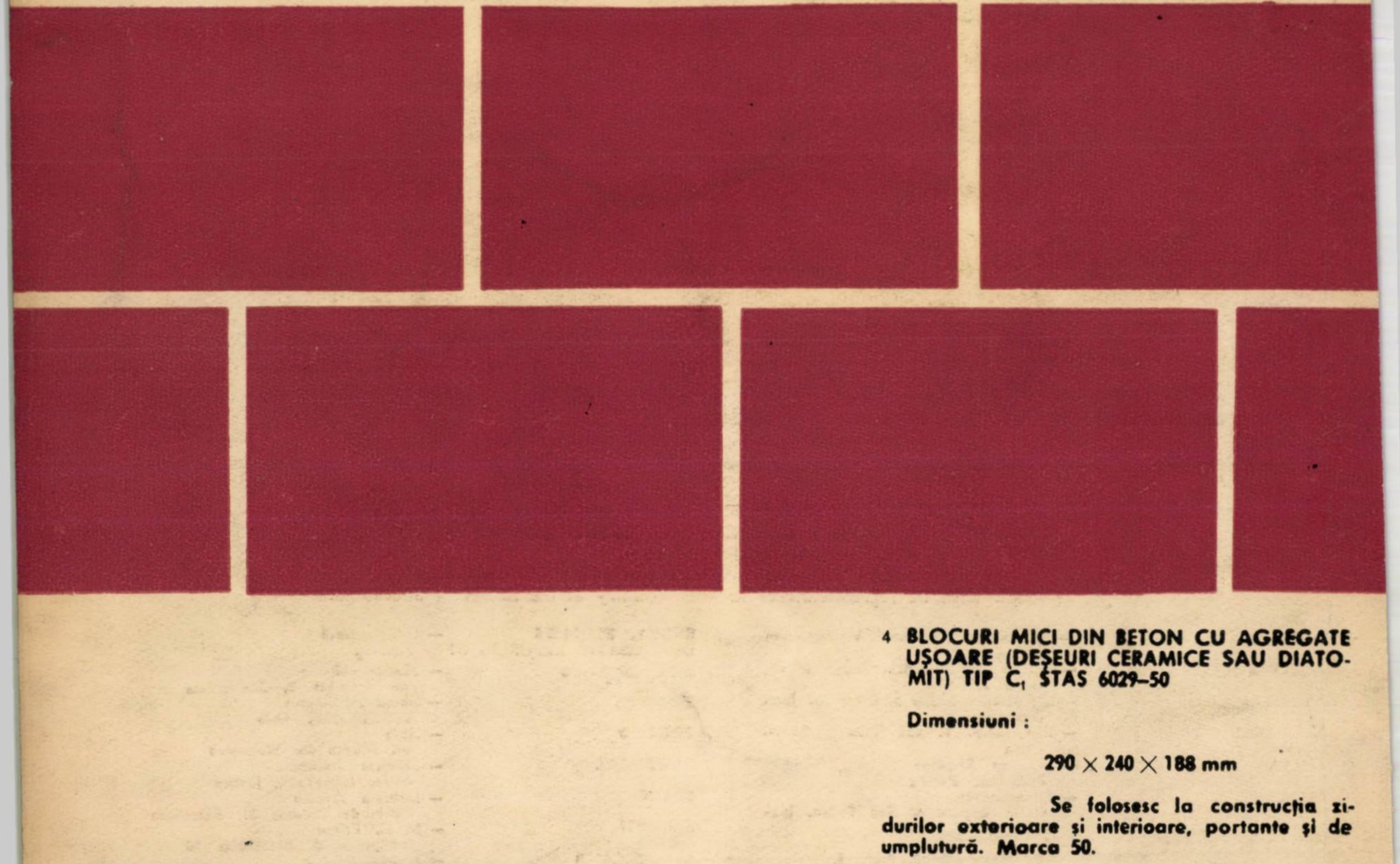
Marca 50–150 — Calit. I şi (utilizate ziduri ext rioare, int rioare, po tante sau n portante)

3 **CARAMIZI DUBLU PRESATE STAS 1241–50**

Dimensiuni :

240 × 115 × 63 mm
Utilizare la ziduri aparente

LIVREAZĂ PE BAZĂ DE REPARTIȚIE:



4 **BLOCURI MICI DIN BETON CU AGREGATE UŞOARE (DEŞEURI CERAMICE SAU DIATOMIT) TIP C_1 STAS 6029–50**

Dimensiuni :

290 × 240 × 188 mm

Se folosesc la construcția zidurilor exterioare şi interioare, portante şi de umplutură. Marca 50.

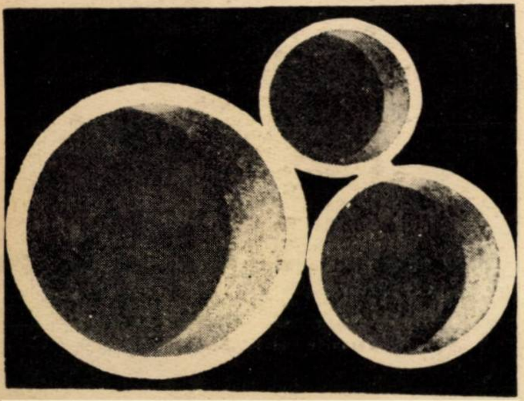
5 **DIATOMIT DE PATIRLAGELE STAS 1427–56**

Se foloseşte pentru industria materialelor termoizolatoare, la fabricarea cărămizilor uşoare.

6 **TUBURI CENTRIFUGATE DIN BETON ARMAT STAS 6315–61**

Dimensiuni :

Ø 700 mm lungime 3 500 mm
Ø 800 mm lungime 3 500 mm
Ø 1 100 mm lungime 3 000 mm
Ø 1 200 mm lungime 3 000 mm
Ø 1 400 mm lungime 2 500 mm



Se folosesc la lucrările de alimentări cu apă şi ca podețe pe drumurile forestiere.

E 1688

ORGAN
AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

R

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

REFERÁLVA

• A. BELEŞ, I. STĂNCULESCU, V. SCHALLY: Fundarea de adîncime în loess sensibil la înmuiere cu piloți cu bulb de tip Franki formați în teren • C. CHITIC: Din experiența Trustului 1 construcții-București privind aplicarea metodei „drumului critic" la lucrările de consultații industriale și agrozootehnice • D. MATEESCU, V. BOTA: Alcătuirea și calculul grinzilor compuse „oțel-beton" • D. COŞA, D. PECURARIU: Torsionarea grinzilor marginale la planşeele din beton armat • N. N. DRĂGHICI: Compensarea dilatării conductelor • I. FĂCĂOARU: Aspecte ale microfisurării și ruperii betonului la compresiune determinate cu ajutorul măsurătorilor cu ultrasunete • A. MIHUL, M. PATRAŞ: Cercetări asupra spalierilor din beton pentru vița de vie • H. RUHLE: Unele rezultate importante în construcția plăcilor curbe subțiri • S. COANDĂ, C. DAMIAN, GH. POPEEA: Încercări asupra sensibilității la coroziune a unor tipuri noi de armături pentru beton precomprimat • DOCUMENTARE • RECENZII.

7

1966

intreprinderea
MARMURA BUCURESTI

Bd. Bucureștii Noi nr. 25
Raion Grivița Roșie

MB
MARMURA
BUCURESTI

Oferă

fără repartiție întreprinderilor de stat, unităților cooperatiste și organizațiilor obștești, următoarele produse din diferite varietăți de marmură și piatră :

- placaje pentru pardoseli
- plinte
- ștraifuri
- trepte
- dale mozaicate

Execută

diverse lucrări artistice de cioplitorie în marmură și piatră, precum și lucrări de montaj

Orice alte informa
le puteți obține la
telefonul : 18.30.59

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883 BUDAPEST

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

7

1966

VOLUMUL 18, Nr. 7

IULIE 1966

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Matéescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

A. BELEȘ, I. STĂNCULESCU, V. SCHALLY

Fundarea de adîncime în loess sensibil la înmuiere cu piloți cu bulb de tip Franki formați în teren 321

C. CHITIC

Din experiența Trustului 1 construcții-București privind aplicarea metodei „drumului critic" la lucrările de construcții industriale și agrozootehnice 330

D. MATEESCU, V. BOTA

Alcătuirea și calculul grinzilor compuse „oțel-beton" 334

D. COȘA, D. PECURARIU

Torsionarea grinzilor marginale la planșeele din beton armat 348

N. N. DRĂGHICI

Compensarea dilatării conductelor 354

STUDII ȘI CERCETĂRI

I. FĂCĂOARU

Aspecte ale microfisurării și ruperii betonului la compresiune determinate cu ajutorul măsurătorilor cu ultrasunete 359

A. MIHUL, M. PATRAȘ

Cercetări asupra spalierilor din beton pentru vița de vie 364

H. RUHLE

Unele rezultate importante în construcția plăcilor curbe subțiri 367

S. COANDĂ, C. DAMIAN, GH. POPEEA

Încercări asupra sensibilității la coroziune a unor tipuri noi de armături pentru beton precomprimat 374

DOCUMENTARE

RECENZII

43 405

Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, organ al Comitetului de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistematizare — Redacția, administrația și casieria : București, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefoane : redacția 13.98.80 ; administrația 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacției. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.74 Direcția Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacția Publicațiilor „Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții" și „Arhitectura"

Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poștale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

I.P.I. c. 3773

SUMMARY

BELEŞ A., STÂNCULESCU I. and SCHALLY V. : *Deep foundations in softening loess, by means of Frankie type, cast-in-ground bulb piles.*

In the introductory part of the report, the authors consider the problem of using the piles in loess, with particular reference to the conditions prevailing in Rumania ; then a brief presentation is given of the Frankie type cast-in-ground bulb pilex technique, as it was applied in the works carried out by the Ferrous Combinate ,,Gheorghe Gheorghiu-Dej", at Galatzi.

The description of the equipment, of the production technology and of the methods applied for assessing the bearing capacity is followed by a presentation of the results obtained in the preliminary tests carried out in Galatzi; an analysis in given of the economic efficiency presented by this foundation system as compared to the use of prefabricated driven piles, with a view to extend the system to heavy industrial structures.

C. CHITICI : *From the experience of the No. 1 Building Trust (Department of Industrial Constructions) with the applicability of the ,,critical path" method to industrial and agro-zootechnical works.*

Three applications of the ,,critical path" method are presented ; they refer to the following objectives : the soup and tomato paste sections of the Tinned-food Factory in Valea Roşie-Oltenitza, the production hall of IPROFIL-Militari, Bucharest and a 6 ha glasshouse which is at the same time a brigade residence for a state farm in the Region of Ploeşti. Though the works are not finished yet, the author draws a number of preliminary conclusions, as for instance : the necessity of acquiring the help of the company management, the necessity of securing the facilities required to avoid possible disturbances being brought to the development of dynamic programmation schemes, training courses with as large as possible a number of engineers, technicians and economists, gaining the personal interest of the staff who draws and follows the progress of the dynamic programmation schemes, the necessity of waiting for the experimental stage to be completed before looking forward for the proofs that may establich the advantages of the method etc.

A number of suggestions are advanced, and namely : to draw up these schemes in the P.A. phase during design, to fix the durations of execution on the ground of the dynamic graphical programs, the necessity of a change-over to more advanced methods as for instance cost prices, sharing of experience etc.

D. MATEESCU and V. BOTA: *Structure and design of complex ,,steel-concrete" beams.*

The report deals with problems related to the structure and design calculations for plain bearing complex ,,steel-concrete" beams, built with no initial stresses in the steel beam.

The introduction presents a short history of such structures, the constructive systems and materials used.

The authors also describe the general theory of calculations in the elastic range, the limit state theory and the plastic range calculation theories, together with some theories related to the effects borne by temperature changes, contraction and slow concrete flow. Informations, formulae and tables are given for designing such structures by the transformed section and by the limit state methods.

26 bibliographic references are also included.

D. COŞA and D. PECURARIU : *Twisting of marginal beams in reinforced concrete floors.*

A fair simple procedure is described for getting informations on the twisting of floor marginal beams as a consequence of the elastic fixing that the marginal beam produces on the adjacent panel.

Though for all cases considered the solution was given on the basis of the exact theory, the bearing schematizing and material idealization work confer to the results a convetional character of calculation.

N. N. DRĂGHICI : *Offsetting conduit expansion.*

The author presents design and executional informations about the main types of compensating devices — in bent tube, with stuffing box and lenticular ones — showing their advantages and drawbacks, and also their range of application. The stress is laid on U-shaped tube compensator devices, for which a diagram is given enabling to obtain the height of the compensator device and the elastic force transmitted to the fixed points.

In conclusion, the conduit self-compensating method is presented, together with formulae necessary for calculating the plain elbow and the Z-shaped bends.

I. FĂCĂOARU : *Some aspects of the compression induced concrete micro-cracking and breaking as determined by measurements.*

The author presents informations on the micro-cracking, fissuration and breaking of the compression stressed concrete ; informations were obtained via ultrasonic, nondestructive measures carried out during the concrete testing. To this end, measures of the propagation time and of the ultrasonic pulse attenuation were taken.

By measuring the duration of propagation and considering that this propagation develops along a straight line between the emitter and the receiver, the apparent propagation speed of pulses travelling in the concrete was determined.

A. MIHUL and A. PATRAŞ : *Investigations on prestressed concrete vine espaliers.*

A report is given on the investigations carried out on the production technology and performances of three-arm star section concrete vine espaliers, prestressed with a SBP braided wire ; the program included progressive tests up to

the breaking load and also service tests. As a result of a more rational way of providing for the concrete and reinforcement distribution with respect to the member axis, important technical and economical advantages are obtained when compared to the square, trapezoidal or rectangular section prestressed espaliers.

S. COANDĂ, C. DAMIAN and GH. POPESCU : *Corrosion tests carried out for assessing the sensitiveness of some new types of reinforcements for prestressed concrete.*

The authors describe some recent tests carried out at INCERC with a view to assess corrosion sensitiveness of steels that are used as reinforcements for the prestressed concrete.

Samples of smooth and impressed SBP I steel of 5 mm in diam. and of SIGMA-40 steel made at ISCT-GDR (German Democratic Republic) were analized. The test pieces were submitted to the action of eight different media having various levels and kinds of aggressiveness ; test pieces included both tensionned and nontensionned samples. A quick corrosion test was also carried out. As a measure of the corrosion sensitiveness the exposure time up to rupture and also the relative reduction in the breaking strength and in the number of alternative bendings after an exposure of a given duration were taken.

SOMMAIRE

BELEŞ, A., STĂNCULESCU I. et SCHALLY V. : *Fondation de profondeur en loess sensible à l'amollissement avec pieux à bulbe moulés dans sol, du type Franki.*

Dans la partie introductive de l'article, les auteurs analysent le problème posé par l'emploi des pieux dans le loess, en considérant particulièrement les conditions qui prévalent en Roumanie, après quoi ils présentent la technique du posage des pieux à bulbe moulés dans le sol, du type Franki, telle qu'elle a été mise en oeuvre dans les travaux entrepris par le Combinat Sidérurgique ,,Gheorghe Gheorghiu-Dej", de la ville de Galatzi.

Après avoir présenté l'outillage, la technologie d'exécution et les méthodes appliquées pour établir la capacité portante, les auteurs reproduisent les résultats obtenus comme suite des essais préliminaires effectués à Galatzi et analysent l'efficacité économique de ce système de fondation par rapport à l'emploi de pieux préfabriqués battus, le but envisagé étant l'extension du système aux constructions industrielles lourdes.

C. CHITIC : *L'expérience du Trust No. 1 Constructions (Ministère de l'Industrie des Constructions) en ce qui concerne l'application de la ,,méthode de la voie critique", aux travaux de construction industrielles et agro-zootechniques.*

Le rapport présente trois applications de la méthode ,,de la voie critique", mises en oeuvre aux Sections de soupes et pâte de tomates de la Fabrique de conserves de Valea Roşie-Oltenitza, respectivement au hall de fabrication de l'IPROFIL-Militari de Bucarest et à une serre de 6 ha, laquelle est en même temps siège central de la brigade agricole de l'Unité Agrcole d'État, de Ploeşti.

Quoi que les travaux ne sont pas encore terminés, l'auteur avance un nombre de conclusions préliminaires, telles que : la nécessité d'assurer l'appui de la direction de l'entreprise, la dotation avec les moynes nécessaires pour éviter les accrocs dans les schémas de programmation dynamique, cours d'enseignement dans lesquels seront entraînés un nombre aussi grand que possible d'ingénieurs, techniciens et économistes, la stimulation du personnel qui dresse et suit l'accomplissement des schémas de programmation dynamique en les cointerressant, la nécéssité d'attendre que la phase expérimentale soit finie pour pouvoir demander des preuves qui mettent en évidence les avantages de la méthode etc.

Un nombre de propositions sont avancées telles que : dresser ces schémas de programmation dynamique lors de la phase P. A. pendant l'étude de conception, fixer les durées d'exécution sur la base des schémas de programmation dynamique, dresser des schémas graphiques normalisés pour la programmation dynamique, la nécessité d'appliquer des méthodes de travail plus avancées, prix de revient, échanges d'expériences etc.

D. MATEESCU et V. BOTA: *Constitution et calcul des poutres complexe ,,acier-beton''.*

Les auteurs traitent les questions se rattachant à la constitution et au calcul des poutres complexes ,,acier-béton'' simplement appuyées, exécutées sans efforts originaires dans la poutre d'acier.

La partie introductive fait un bref historique des structures en question, des systèmes constructifs et des matériaux employés.

On présente ensuite les théories générales du calcul dans la période d'élasticité, la théorie des états limite et les théories du calcul dans la période de plasticité, ainsi que les théories sur l'influence des variations de température, le retrait et le fluage lent du béton. On présente des indications, formules et tables pour le calcul de ces structures par la méthode des sections transformées et par la méthode des états limite.

26 notes bibliographiques accompagnent le texte.

D. COSA et D. PECURARIU : *Torsionnement des poutres marginales dans les planchers en béton armé.*

Les auteurs présentent un procédé relativement simple pour obtenir des informations concernant le torsionnement des poutres marginales des planchers dû à l'effet d'encastrement élastique que la poutre marginale produit sur toute sa longueur dans le panneau de plaque voisin.

Quol que pour les cas étudés la solution est basée sur la théorie exacte, la schématisotion des appuis et l'idéalisation du matériau confèrent aux résultats un caractère conventionnel de calcul.

N. N. DRAGHICI : *Compensation de la dilatation des conduites.*

L'auteur présente des données pour l'étude de conception et pour l'exécution des principaux types de compensateurs — à savoir en tube cintré, à presse-étoupe et lenticulaires — en montrant les avantages et les désavantages de ces compensateurs, ainsi que leur domaine d'emploi. Il insiste sur les compensateurs en tube cintré en forme de U, pour lesquels il reproduit un diagramme servant à obtenir la hauteur du compensateur et la force d'élasticité transmise aux points fixes.

En conclusion, on présente la méthode de l'auto-compensation des conduites, ainsi que les formules nécessaires pour calculer le coude simple et la corbe en forme de Z.

I. FĂCĂOARU : *Aspects de la microfissuration et de la rupture du béton à la compression, déterminés par mesurages.*

L'auteur présente les informations concernant la microfissuration, la fissuration et la rupture du béton sollicité à la compression ; les informations étaient obtenues à la suite de mesures effectuées par des prcédés nondestructifs par ultrasons, appliqués pendant l'essai du béton. Il a été procédé dans ce but à des mesures du temps de propagation et de l'atténuation des impulsions ultrasoniques.

En mesurant le temps de propagation, on a pu déterminer la vitesse de propagation apparente des impulsions dans le béton, en considérant qu'entre l'émetteur et le récepteur la direction de propagation est rectiligne.

A. MIHUL et M. PATRAS : *Recherches sur les espaliers en béton précontraint pour vignes.*

Dans cette étude on présente les recherches entreprises sur la technologie d'exécution et sur le comportement lors des essais progressifs jusqu'à la charge de rupture, ainsi que le comportement pendant l'exploitation des espaliers en béton à la section en étoile à trois branches, précontraints au fil de fer trassé SBP destinés à être employés dans les vignes. Le mode plus rationnel dans lequel le béton et l'armature sont distribués par rapport à l'axe de l'élément conduit à d'importants avantages techniques et économiques en comparaison avec les espaliers précontraints à section carrée, trapézoïdale ou rectangulaire.

S. COANDĂ, C. DAMIAN, et G. POPESCU : *Essais sur la sensibilité à la corrosion de quelques nouveux types d'armatures pour béton précontraint.*

Le rapport présente quelques essais récents effectués à L'INCERC pour établir la sensibilité à la corrosion des aciers utilisés comme armatures pour le béton précontraint.

On a procédé aux essais comparatifs sur des éprouvettes en acier SBR I de 5 mm de diamètre, lisses et empreintées, ainsi qu'en acier SIGMA-40 en provenance de ISCT — Rép. Démocratique Allemande. Les éprouvettes étaient soumises à l'action exercée par huit milieux à différents degrès et types d'aggressivité ; on a employé des éprouvettes aussi bien tensionnées que non tensionnées. On a également procédé à un essai de corrosion rapide. Comme critère pour la sensibilité à la corrosion on a pris la durée d'exposition qui mène la rupture et à la baisse relative de la résistance à la rupture, ainsi que la baisse du nombre des flexions alternatives après une exposition d'une durée donnée.

INHALT

BELEŞ A., STĂNCULESCU I. und SCHALLY V. : *Tiefgründungen in feuchtigkeitsempfindlichem Loess unter Anwendung von Frankipfählen mit kugelartig gestaltetem Ende*

Im einleitenden Teil des Artikels wird untersucht die Anwendungsmöglichkeit von Pfahlgründungen in loessartigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der hierzulande herrschenden Bedingungen ; es wird in kurzem beschrieben die Anwendung von im Erdreich gestalteten Frankipfählen mit kugelartigem Ende u. zw. beim Bau der Eisen- und Hüttenwerke „Gheorghe Gheorghiu-Dej“ aus Galatz.

Es werden beschrieben die Baumaschinen, die Bautechnik sowohl wie die Verfahren die der Bestimmung der Tragfähigkeitswerte dienen ; weiterhin werden vorgeführt die Ergebnisse die erlangt wurden bei den Galatzer Belastungsproben und untersucht die ökonomische Wirksamkeit dieses Gründungsverfahrens in Vergleich mit dem Einrammen von vorgefertigten Betonpfählen um hinterher auf diesem Grunde einige Schlussfolgerungen zu ziehen hinsichtlich einer erweiterten Anwendung dieses Verfahrens bei schweren Industriebauten.

CHITIC C. : *Aus der Erfahrung des Bautrustes No. 1 des Ministeriums für Bauindustrie hinsichtlich der Anwendung des „kritischen Weges“ bei Industrie-, landwirtschaftlichen und zootechnischen Bauten.*

Es werden vorgeführt drei Anwendungsbeispiele des „kritischen Weges“ u. zw. bei folgenden Bauten : Suppen und Tomatenpasta Abteilungen der Konservenfabrik Valea Roşie-Oltenitza, Industriehalle der IPROFIL-Militari aus Bukarest und sechs-Hektaren Treibhaus und Brigadesitz der G.A.S. Ploieşti.

Obwohl die Bauarbeiten noch nicht beendet sind führt der Verfasser einige preliminäre Schlussfolgerungen vor u. zw.: die Notwendigkeit der Unternehmungsleitung den gehörigen Beistand zu sichern ; die Sicherung des Baustoffzufuhrs um eine Störung der netzartigen Arbeitsprogramme vorzubeugen : die Schulung einer grösstmöglichen Anzahl von Ingenieuren, Technikern und Wirtschaftlern ; die Mitbeteiligung derjenigen die die netzartigen Arbeitsprogramme

ausarbeiten und verfolgen ; die Notwendigkeit die Beendung der experimentellen Stufe abzuwarten um also zum Hervorheben der Vorteile dieses Verfahrens zu schreiten.

Es folgen einige Vorschlägen u. zw. : Ausarbeitung dieser Arbeitsprogramme noch bei der Projektierung ; Arbeitsproder Baudauer auf Grund derartigen netzartigen Arbeitsprogramme ; Ausarbeitung von typisierten netzartigen Arbeitsprogramme ; Übergang zu höheren Verfahren ; Kostenpreisbeispiele ; Erfahrungsaustausche u. s. w.

D. MATEESCU u. V. BOTA: *Gestaltung und Bemessung* **von** *„Stahl-Beton'' Verbundträgern*

Der Aufsatz erörtert einige Fragen betreffend Gestaltung und Bemessung von doppelt gestützten „Stahl-Beton'' Verbundträgern hergestellt ohne Einführung von Vorspannungen im Stahlträger.

In der Einleitung wird vorgeführt eine kurze Darstellung der Entwicklung dieser Tragkonstruktionen und es werden beschrieben die baulichen Systeme sowohl wie die angewandten Materialien.

Weiterhin werden vorgeführt die allgemeinen Bemessungsverfahren für den elastischen Bereich, die Theorie der Grenzzustände und die Bemessungsverfahren im plastischen Bereiche ; es folgen einige theoretische Betrachtungen betreffend den Einfluss der Temperaturänderungen, der Schwindung und des Kriechens des Betons. Es werden angegeben Hinweise, Formeln und Tabellen die der Bemessung solcher Tragkonstruktionen dienen u.zw. nach dem Verfahren der umwandelten Querschnitte und nach dem der Grenzustände.

Im Abschluss werden angegeben 26 Literaturnachweise.

COŞA D. und PECURARIU D. : *Torsionserscheinungen in den Randbalken der Stahlbetondecken*

Im Artikel wird ein verhältnissmässig einfaches Verfahren vorgeführt auf dessen Grund es möglich ist einige Daten zu erlangen hinsichtlich der Torsionserscheinungen in den Randbalken der Stahlbetondecken infolge der elastischen Einspannung der Nachbarplatte in diesem Randbalken.

Sämtliche im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Fälle wurden unter Anwendung der strengen Theorie gelöst ; trotzdem ermöglichen die schematischen Stützbedingungen und der idealisierte Baustoff den Ergebnissen einen konventionellen Charakter einzuprägen, der den Bedürfnissen des Rechners entspricht

DRĂGHICI N. N. : *Ausgleichung der Dehnungserscheinungen bei Rohrleitungen*

Im Artikel werden vorgeführt einige Daten betreffend den Entwurf und die Herstellung der bedeutendsten Ausgleichertypen — aus gebogenen Rohren, mit Stopfbüchse oder linsenförmig gestaltet ; es werden hervorgehoben deren Vor- und Nachteile und angegeben die Anwendungsbereiche. Besondere Aufmerksamkeit wird den U-förmigen Ausgleichern aus gebogenen Rohren hergestellt geschenkt ; für diese letztere wird auch ein Diagramm angegeben auf dem es möglich ist die Höhe des Ausgleichers und die elastischen Druckkräfte in den Festpunkten abzulesen.

Im Abschluss wird noch ein Verfahren zur Selbstausgleichung der Rohrleitungen beschrieben und die Rechenformeln für einfache Kniestücke und Z-förmige Kurven angegeben.

FĂCĂOARU I. : *Einige Aspekte der Bildung von Mikrorissen und des Versagens von Betonprobekörpern von Druck beansprucht ; Messergebnisse*

Im Aufsatz werden vorgeführt einige Daten betreffend die Bildung von Mikrorissen und üblichen Rissen sowohl wie die Brucherscheinungen bei Betonprobekörpern unter dem Angriff von Druckkräften ; diese Ergebnisse wurden erlangt auf Grund von nichtzerstörenden Messungen durchgeführt mit Ultraschallapparaten während der Prüfung der Betonkörper. Zu diesem Ende wurden Fortpflanzungsdauer und Dämpfung von Ultraschallimpulse gemessen.

An Hand der gemessenen Fortpflanzungsdauerwerte wurde die scheinbare Fortpflanzgungsgeschwindigkeit der Impulse im Betonkörper errechnet unter Annahme dass die Fortpflanzung gradlinig vom Sender zum Empfänger verläuft.

MIHUL A. und PATRAŞ M. : *Untersuchungen betreffend aus Spannbeton hergestellte Renebpfähle*

Es werden vorgeführt die Untersuchungen die durchgeführt wurden betreffend die Herstellungstechnologie und das Verhalten von Spannbeton Rebenpfählen unter dem Angriff der Nutzlast und der Bruchlast ; die Rebenpfähle sind unter Anwendung von SBP-Litzen vorgespannt und weisen auf einen sternförmigen Querschnitt. Infolge dieser zweckmässigeren Verteilung der Betonmasse und der Spannstäbe gegenüber der Achse des Fertigteiles werden bedeutende technische und wirtschaftliche Vorteile erlangt in Vergleich mit anderen viereckigen, rechteckigen oder trapezartigen Spannbeton Rebenpfählen.

COANDĂ S., DAMIAN, C. und POPEEA GH. : *Prüfversuche zur Bestimmung der Korrosionsempfindlichkeit einiger neuartigen Stahlsorten für vorgespannte Betonbauten*

Im Artikel werden beschrieben die vor kurzem durchgeführten Prüfversuche des INCERC zur Bestimmung der Korosionsempfindlichkeit der im Spannbetonbau angewandten Stahlsorten.

Vergleichsweise wurden untersucht Probekörper aus glattem und periodisch veränderlichem Stahl SBP I ø 5 mm oder SIGMA-40, letzterer in den ISCT-Werken der DDR erzeugt. Die Versuchskörper wurden dem Angriff von acht Medien mit verschiedenartigen Aggressivitätstypen- und Werten ausgesetzt ; es handelte sich sowohl um vorgespannte wie um nichtvorgespannte Probekörper. Gleichfalls wurden auch rasche Korrosionsversuche durchgeführt. Als massgebendes Kriterium zur Schätzung der Korrosionsempfindlichkeit wurde angenommen die Aussetzendauer die den Bruch verursacht oder die relative Senkung der Bruchfestigkeit und der wechselseitigen Biegeanzahl bei einer gewissen Aussetzendauer.

СОДЕРЖАНИЕ

БЛЕШ А., СТЭНКУЛЕСКУ И и ШАЛЛИ В.: Глубинные фундаменты на просадочном лёссе на сваях набивных в процессе изготовления, типа Франки.

Во вступительном отделе статьи рассматривается вопрос употребления свай в лёссовом грунте, в особенности в условиях нашей страны и приводится краткое описание технологии наибвных свай в процессе изготовления, типа Франки примененной при возведении сидругическлго комбината ,,Георге Георгиу-Деж'' в г. Галац.

После описания использованного оборудования технологии изготовления и методов определения несущей способности свай приведены результаты полученные при пробных нагрузках произведенных в г. Галац а также, в целях обобщения применения данных свай для тяжелых промышленных сооружений, проанализирована их экономическая эффективность по сравнению с забиваемыми сваями заводского изготовления.

КИТИК К.: Практика Строительного Треста № 1 Министерства Строительной Промышленности относительно применения метода критического пути при водзеведении промышленных и хозяйственных зданий и сооружений.

Представлены три случая применения метода критического пути при возведении следующих объектов: секции супов и томата, при консервной фабрике Валя-Рошие-Олтеница, производственного цеха при фабрике ИПРОФИЛ-МИЛИТАРЬ в г. Бухарест, теплица площадью в 6 га и жилищное помещение для бригады при Совхозе в г. Плоешть.

В окончании работы автор приводит ряд предварительных выводов как например: необходимость поддержки со стороны управлений предприятий, обеспечение средствами для предупреждения невыполнения сетвего графика, проведение необходмимого обучения по возможности большего количества инженеров, техников и экономичестов, материальная заинтересованность тех кто составляет и следит за сетевыми графиками, необходимость ожидать окончание экспериментальной фазы перед тем как требовать выявление преимуществ метода и т.д.

Сделан ряд предложений как например: составление данных графиков при разработке технического проекта, определение сроков выполнения работ основываясь на сетевых графиках, составление типовых графиков, необходимость перехода к более прогрессивным методам как-то себестоимость, обмен опытом и т.п.

Д. МАТЕЕСКУ и В. БОТА: Конструкции и расчёт составных ,,сталебетонных'' балок.

В статье рассматриваются вопросы конструкции и расчёта составных ,,сталебетонных'' балок, свободно оёртых и изготовленных без исходных напряжений в стальной балке.

Первоначально приведено краткое описание этих конструкций, их несущая схема и используемые материалы.

Затем, представлены общая теория их расчёта в пределах упругости, теория предельных состоний, теория расчёта в пределах пластичности и теория относительно влияния температурных изменений, контракции и ползучести бетона.

Приведена библиография, состоящая из 26 трудов.

КОША Д. и ПЕКУРАРИУ Д.: Кручение краевых балок железобетонных перекрытий.

В статье приведен относительно простой способ, при помощи которого можно получить информации относительно кручения краевых балок перекрытий, возникающего вследствие эффекта упругого защемления, которое осуществляется данной балкой для смежной панели.

Несмотря на то, что рассмотренные случаи были решены основываясь на точной теории, схематизация опор и допущение, что материал идеален пиидают результатам условный характер, рассчетный.

Дрэгич Н. Н.: Компенсация расширения трубопроводов.

В статье приведены проектные и производственные данные относящиеся к важнейшим видам компенсаторов — в виде колена, сальниковых и чечевицеобразных, указаны их преимущества и недостатки, а также и области их применения. Акцент поставлен на компенсирующее колено, для которого приведен график, по которому можно определить высоту колена и усилие передаваемое неподвижным точкам.

Затем описан метод самокомпенсации трубопроводов и формулы для расчёта простого колена и колена в видез.

ФЭКЭОАРУ И.: Аспекты трещинообразования и разрушения бетона при сжатии определяемые при помощи замеров.

В статье изложены сообщения относительно трещинообразования и разрушения бетона при сжатии полученные при его испытании адиструктивными ультразвуковыми методами. Для этого были произведены замеры времени рапространения и затухания ультразвуховых импульсов.

При помощи изменрения времени распространения определялась скорость уловимого распространения импульсов в бетоне приняв что это распространение происходит прямолинейно между источником и регистрирующим прибором.

МИХУЛ А. и ПАТРАШ М.: Исследование виноградных шпалеров изготовленных из преднапряженного железобетона.

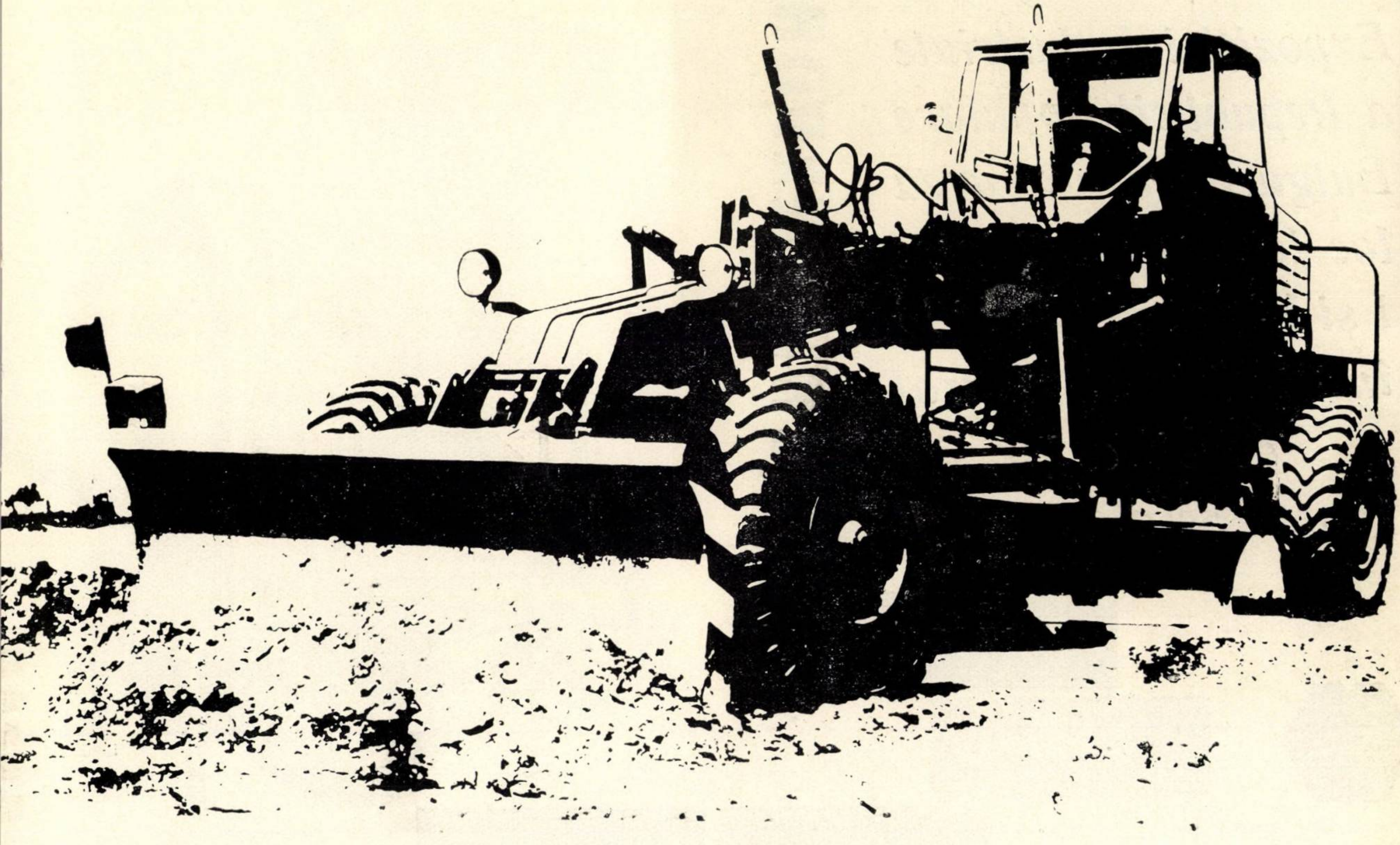
Описаны исследования относительно технологии изготовления, поведения при воздействии нагрузок включительно разрушающей и относительно поведения при эксплуатации бетонных шпалеров сечением в виде трехверхшинной звезды преднапряженных при помощи скрученного кабеля из проволок СПБ. Вследствие более целессобразного распределения бетона и арматуры относительно оси элемента достигаются значительные технико-экономические результаты по срвнению с квадратным, прмямоугольным или трапецеидальным сечением.

КОАНДЭ С., ДАМИАН К. и ПОПЕА Г.: Испытание чувствительности по отношению к коррозии некоторых новых видов арматур для преднапряженного железобетона.

В статье изложены недавно законченные в ИНЧЕРКе испытания для определения чувствительности по отношению к коррозии сталей употребляемых для арматуры преднапряженного железобетона.

Приведен сравнительный анализ образцов стали СПБ I ∅ 5 мм гладкой и периодического профиля и СИГМА — 40 изготовленной ИСКТ — ГДР. Образцы подвергались воздействлю 8 сред, агрессивность которых была различных степеней и типов; испытанию образцы подвергались как в натянутом, так и не натянутом состоянии. Было проеведно и одно испытание быстрой коррозии.

Критерием для определения чувствительности к коррозии служило время в течение которого образцы подвергались воздействию кородирующей среды до разрушения, а также и до относительного снижения временной прочности. Для этой же цели учитывалось число последовательных изгибов после воздействия среды в течение определенного промежутка времени.



O UTILIZARE RAȚIONALĂ PE TOATE
ȘANTIERELE DE CONSTRUCȚII

Autostrăzi
Drumuri
Îmbunătățiri funciare
Construcții industriale
Căi ferate
Canalizări
Agricultură și economie forestieră

Grederul SHM 4 E
produs de VEB Industriewerk Halle-Nord
întreținere ușoară
cabină pentru zone tropicale și subtropicale
motor Diesel de 120 CP, răcire cu aer
se furnizează cu piese de rezervă

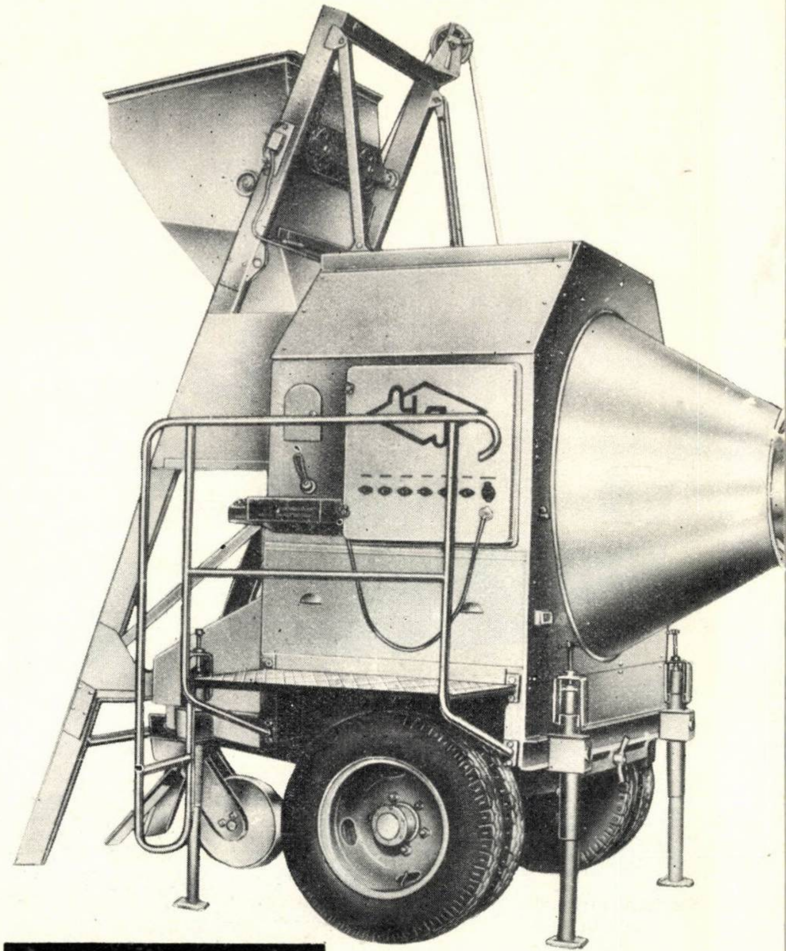
Exportator :
Deutscher Iunen und Aussenbandel
108 Berlin, Mohrenstrasse 61
Republica Democrată Germană

Informații :
Ambasada Republicii Democrate Germane în
Republica Socialistă România
Secțiunea comercială
Calea Dorobanților 14, București
telefon : 11.39.97

MASCHINEN·EXPORT

Vizitați standul Expoziției Industriale a Republicii Populare Bulgaria care va avea loc la București între 1 și 13 noiembrie 1966 în pavilionul central de expoziții Piața Scînteii nr. 1.

MACHINOEXPORT



Pentru lucrările de construcţii, betonierele bulgare vă permit să obţineţi amestecuri de bună calitate cu un consum minim de energie.

1. Betoniera BP 300/200

Capacitatea benei	300 l
Volumul amestecului preparat	200 l
Randamentul la 40 amestecuri/h	8 m³/h

2. Betoniera BP 250/165

Capacitatea tamburului	250 l
Volumul amestecului preparat	165 l
Randamentul	6,3 m³/h

3. Betoniera BP 500/750

Capacitatea benei	750 l
Capacitatea tamburului	500 l
Randamentul	15–20 m³/h

Betonierele funcționează pe principiul gravitației

Exportator

B C E „Machinoexport“

Sofia – Bulgaria, 5, str. Acsakov, telefon 8—53—21, telex. 011–425 Telegrame Machinoexport – Sofia

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

Fundarea de adîncime în loess sensibil la înmuiere cu piloţi cu bulb de tip Franki formaţi în teren

Acad. prof. ing. A. Beleş, prof. ing. I. Stănculescu, ing. V. Schally
IPROMET

Însuşită de om încă din perioada preistorică, tehnica fundării pe piloţi şi-a început dezvoltarea o dată cu realizarea primelor locuinţe lacustre. Cu 3 000 de ani înaintea erei noastre, civilizaţia aztecă cunoştea pilotul bătut, din lemn; mai tîrziu, după cum relatează Vitruviu, romanii foloseau piloţi scurţi din lemn, bătuţi des, în terenuri slabe, mlăştinoase. Lucrări care se ocupă cu istoria artei construcţiilor [1] arată, după scrieri celebre, cum ar fi aceea a lui Leon Battista Alberti — De re aedificatoria — Florenţa 1485, sau a lui Jean-Rodolphe Perronet — Sur les pieux et sur les pilots ou pilotis — Franţa, sec. 18, că, de multe sute de ani, baterea piloţilor are la bază reguli tehnice privind modul de utilizare, „refuzul" la batere, fişa minimă, calitatea materialului lemnos etc.

În primele decenii ale secolului actual se înregistrează un progres al tehnicii lucrărilor de fundaţii pe piloţi, datorită introducerii piloţilor de beton armat în locul celor de lemn, a tehnicii forajului şi, mai ales, a dezvoltării şi mecanizării mijloacelor de batere. Printre zecile de tipuri de piloţi propuşi pentru utilizarea în această perioadă, un număr mai redus a căpătat o consacrare practică în timp, unul din aceste tipuri fiind şi pilotul Franki, care face parte din categoria piloţilor formaţi în teren *).

Inventat de inginerul belgian Frankignoul, la sfîrşitul primului deceniu al secolului XX, acest tip de pilot a cunoscut, pînă în prezent, o mare dezvoltare pe glob, datorită performanţelor tehnicoeconomice remarcabile, volumul de lucrări realizate cu acest sistem marcînd o creştere continuă.

Este de menţionat că în trecut s-a încercat introducerea acestui tip de pilot în ţara noastră [2] fără însă a se putea ajunge la realizări în acest domeniu.

FOLOSIREA PILOŢILOR ÎN LOESS ÎN STRĂINĂTATE

Terenul de loess este cunoscut ca un teren de fundaţie care se comportă bine, dînd deformaţii mici, atunci cînd, în stare naturală, are umidităţi reduse. La înmuiere, prin infiltrarea apei în pămînt, sub sarcini relativ reduse, se produc deformaţii suplimentare importante; dacă stratul sensibil depăşeşte o anumită grosime limită (10—15 m, pentru condiţiile de la noi), se poate deforma chiar sub propria greutate, dînd aşa-numita „tasare sub sarcină geologică". Din acest motiv, pentru cazurile în care stratul are grosimi mari, sau stratificaţia este lipsită la bază de strate cu capacitate portantă ridicată, fundarea în acest tip de pămînt cu ajutorul piloţilor nu a fost socotită ca indicată. În practica introdusă în ţări în care loessul are o mare răspîndire, piloţii se admit a fi portanţi numai ţinînd seamă de lungimea de fişe realizată în stratele nesensibile la înmuiere de la baza loessului, principiu stabilit şi într-o serie de prescripţii oficiale ([3], [4]). Aplicarea acestui principiu, în cazul loessului de grosime mai mare — cînd se poate lua în discuţie fundarea pe piloţi — conduce de cele mai multe ori la capacităţi portante reduse şi deci folosirea piloţilor în asemenea situaţii apare evident lipsită de interes. Rezultatele unor încercări efectuate în S.U.A. [5] au arătat că piloţii bătuţi în grup se comportă, la inundare, mult mai bine decît cei foraţi, punîndu-se în evidenţă efectul pozitiv al îndesării pămîntului dintre piloţi, ca un factor ce poate determina admiterea contribuţiei stratului de loess la portanţa piloţilor.

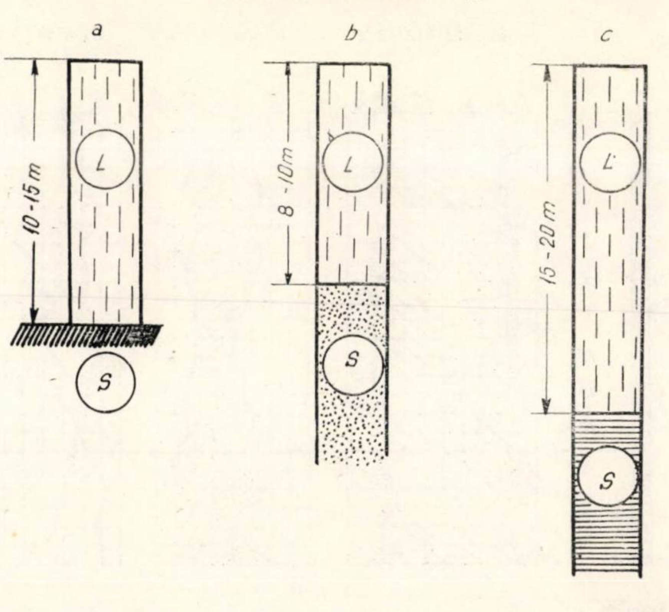
În ceea ce priveşte utilizarea piloţilor Franki în loess, este cunoscut cazul fundaţiilor de hale şi utilaje de la Combinatul siderurgic V. I. Lenin (Nowa Huta) din R.P. Polonă, unde însă stratul loessoid are o grosime nu prea mare (10—12 m) şi prezintă, datorită porozităţilor mai reduse, o slabă sensibilitate la înmuiere. În cazul citat, stratul de loess este aşezat pe argile şi nisipuri, în care înfigerea piloţilor, pe cîţiva metri, conduce la o capacitate portantă convenabilă.

FOLOSIREA PILOŢILOR ÎN LOESS ÎN ŢARA NOASTRĂ

Este cunoscut faptul că pe teritoriul Republicii Socialiste România loessul ocupă suprafeţe întinse în Cîmpia Română, Dobrogea şi Podişul Moldovei ([6], [7]), din care, o bună parte, cu grosimi relativ importante şi sensibilitate mare la înmuiere. În figura 1 sînt redate trei tipuri de profile schematice de loess din ţara noastră, reprezentînd diferite condiţii caracteristice de zăcămînt. Analiza lor arată că neglijarea stratului de loess este posibilă pentru profilul de tip „a", caz în care portanţa piloţilor este dată în special de rezemarea pe substratul stîncos, sau pentru profilul de tip „b", caz în care este posibilă realizarea unei fişe mai lungi în substratul nisipos. În cazul „c" însă grosimea mai mare a loessului nu mai permite, în condiţii normale,

Fig. 1. Profile schematice de loess din Republica Socialistă România

L = loess. S = substrat. a – pietrişuri, roci stîncoase sau argile compacte, (Dobrogea); b – nisipuri fine-mijlocii (Brăila); c – strate argilo-prăfoase nesensibile la înmuiere (Galaţi)



---

*) Din datele disponibile, în întreaga lume s-au realizat, pînă la nivelul anului 1962, circa 4 000 000 piloţi Franki.

realizarea unei fișe mai lungi în substratul nesensibil. În această din urmă situație principiul neglijării fișei în loess ar conduce la soluții practic neacceptabile din punct de vedere economic. Acest profil este caracteristic platoului Smîrdan de la vest de orașul Galați, pe care este situat amplasamentul Combinatului siderurgic Gheorghe Gheorghiu-Dej, amplasament pe care s-au efectuat cercetări detaliate de teren și laborator [8]. În graficele din figura 2, se redau proprietățile mai importante ale terenului din zona platoului Smîrdan, din punct de vedere geotehnic, într-unul din punctele cercetate. Din examinarea datelor prezentate, rezultă sensibilitatea deosebită la înmuiere a pachetului de loess, pusă în evidență pînă la adîncimea de 18 m. Datorită grosimii loessului de pe acest amplasament și proprietăților lui de sensibilitate la înmuiere, stratul este capabil să dea o tasare sub sarcină geologică cu valori importante (pînă la 2 m). Această caracteristică a stratificației a fost pusă în evidență prin experimentări la scară naturală. Complexul de formații de sub loess, caracterizat prin strate alternante argilo-prăfoase, cu porozități în genere sub 40—42% și umidități variabile, funcție de adîncimea apei subterane, nu întrunește condițiile unui substrat cu capacitate portantă ridicată, în măsură să preia încărcări localizate mari, dar are calitatea de a fi practic insensibil la înmuiere.

Atacarea lucrărilor industriale grele ale obiectivelor principale din Combinatul siderurgic, pe acest amplasament, a impus, într-o primă fază, experimentarea la scară de șantier și introducerea în practică a piloților prefabricați bătuți, în condiții de înfigere pe adîncime redusă în substratul argilo-prăfos nesensibil, capacitatea lor portantă relativ ridicată (40 t/pilot) rezultînd din conlucrarea piloților din grup cu loessul compactat dintre ei [9]. Caracterul special al construcțiilor siderurgice, subliniat prin sarcini deosebit de mari, posibilități de umezire a terenului cu apă tehnologică și condiționări severe în privința tasărilor diferențiate ale utilajelor în exploatare, a cerut ca fundarea de adîncime să constituie mijlocul principal folosit pentru obiectele importante ce condiționează fluxul tehnologic al uzinei. În această situație, în afara folosirii piloților prefabricați într-o primă etapă, și, în anumite împrejurări speciale, a chesoanelor deschise, coborîte pînă în substratul nesensibil la înmuiere, s-a trecut, începînd din anul 1964, la introducerea în practică a piloților cu bulb formați în teren, de tip Franki, sistem de fundare ce prezintă reale avantaje tehnico-economice, față de sistemele citate mai înainte.

În cele ce urmează sînt prezentate unele aspecte și concluzii rezultate din folosirea procedeului Franki pentru realizarea fundațiilor de adîncime în condițiile de stratificație existente pe amplasamentul Combinatului siderurgic Gheorghe Gheorghiu-Dej de la Galați.

UTILAJUL FOLOSIT, FAZE DE EXECUȚIE, DETALII CONSTRUCTIVE

Pentru realizarea acestor piloți, se utilizează instalația KPF-22, de fabricație poloneză (fig. 3), ale cărei componente principale sînt :

— soneta propriu-zisă, formată dintr-un șasiu pe placă turnantă, de care este fixată, în partea din față, o lumînare bitubulară sprijinită în spate cu două contrafișe telescopice, pe platforma șasiului fiind montată o cabină pentru motor și compartimentul de comenzi al operatorului, precum și un troliu cu trei tamburi ;

— coloana metalică de tubaj prevăzută la partea superioară cu urechi pentru legarea cablului de extracție și avînd local secțiunea mărită, pentru montarea unor eventuale prelungitoare ;

— berbecul metalic ;

— bena basculantă de alimentare cu beton.

Deplasarea sonetei se face pe șine cu ecartament de 2600 mm, prin intermediul unui cărucior pe roți, iar calarea ei se face cu ajutorul unor cricuri mecanice, rezemate pe postamente din bucăți de traverse.

Principalele caracteristici tehnice mai importante ale acestei sonete sînt [10] :

— motor Diesel de 150 CP ;

— berbec de 5400 mm lungime, 330 mm diametru, 3 t greutate, putînd realiza 8 lovituri/minut de la 5 m înălțime ;

— coloana metalică de 13 m lungime, 520 mm diametru exterior, 27 mm grosime a peretelui și 4,4 t greutate ;

— înălțimea totală, de la șină la platforma superioară a lumînării, de 15,7 m ;

— viteza de rotație a plăcii turnante de 0,7 rot/min, iar cea de deplasare pe calea de rulare de 0,25 m/s ;

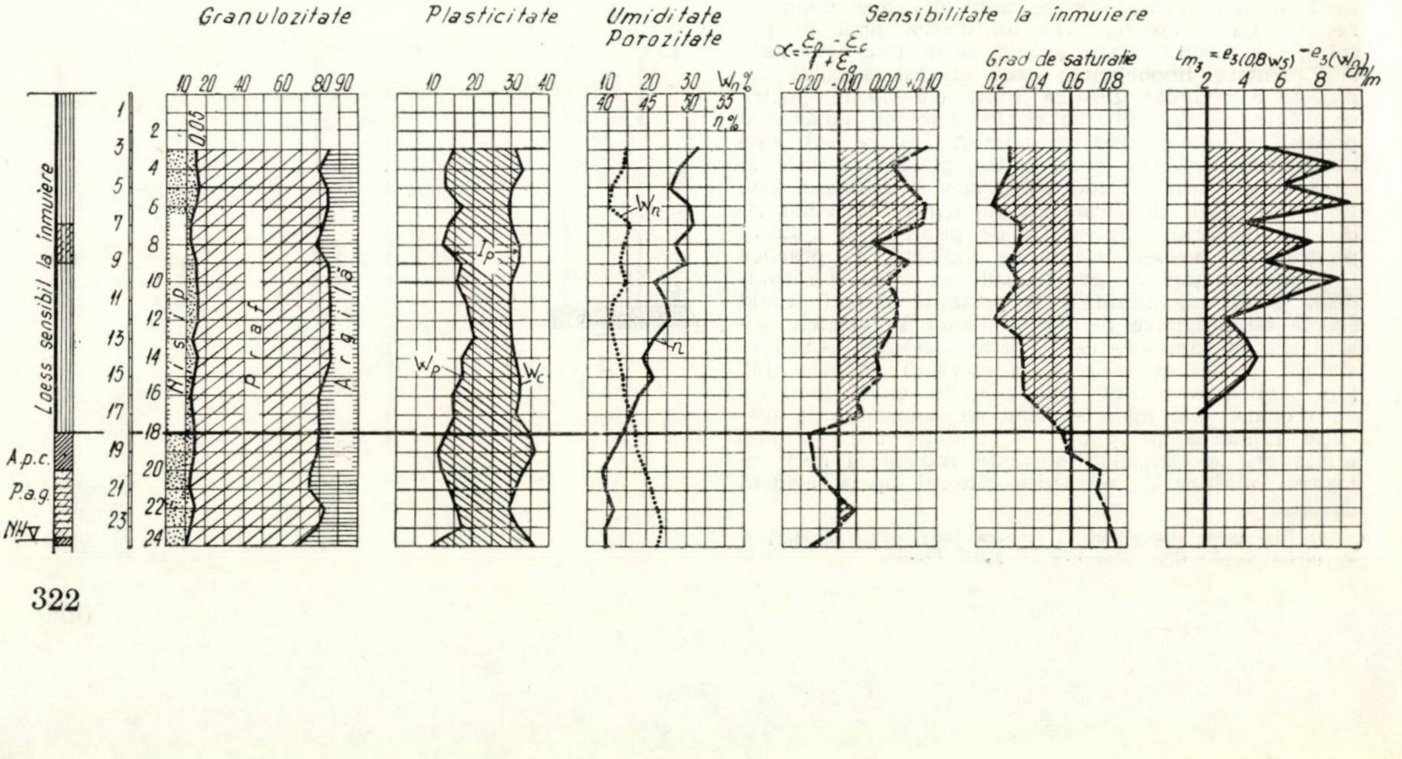
— forța de extracție pentru coloana metalică, de 90 t ;

— înclinarea lumînării înapoi, max. 14° ;

— greutatea sonetei (fără coloană și berbec) de 32 t ;

Fig. 2. Profil caracteristic cu proprietățile geotehnice ale loessului de pe platoul Smîrdan — Galați

A.p.c. — argilă prăfoasă cafenie; P.a.g. — praf argilos galben



— coloana de 13 m permite execuţia de piloţi de 12,5 m lungime, pentru lungimi mai mari folosindu-se prelungitoare.

Pe baza experienţei cîştigate în R. P. Polonă [11], a primelor încercări de folosire în ţara noastră şi a însuşirii tehnologiei de execuţie în cadrul Întreprinderii de construcţii şi montaje siderurgice Galaţi, care execută aceşti piloţi, s-au stabilit condiţiile tehnice pentru aplicarea acestui procedeu la lucrările proiectate pe terenul de loess de la Galaţi [12].

În figura 4 sînt redate schematic fazele clasice de execuţie ale unui pilot de tip Franki, descrise pe scurt după cum urmează :

Faza întîia — formarea dopului de avansare — în cadrul căreia, se compactează o cantitate de beton uscat de cca 200 l, cu ajutorul unor lovituri de 1—1,20 m înălţime, date cu berbecul care cade culisînd în interiorul coloanei, pînă la obţinerea unui dop de beton de cca 1,20 m înălţime ; poziţia berbecului în coloană şi deci înălţimea dopului de avansare se verifică permanent prin poziţia semnului de control, care se marchează iniţial pe cablul berbecului, la nivelul capătului superior al coloanei.

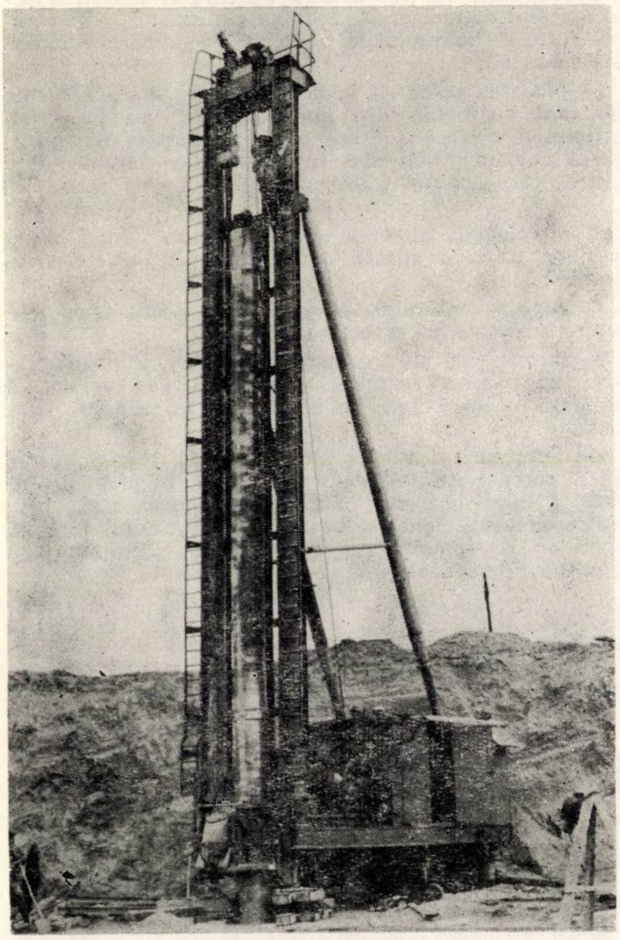


Fig. 3. Soneta KPF — 22

Faza a doua — înfigerea coloanei metalice în teren — constă în baterea cu berbecul în dopul de avansare îndesat, loviturile avînd înălţimi ce variază între 3 şi 8 m, după rezistenţa opusă de terenul străbătut, fază în care coloana metalică este antrenată în jos datorită adeziunii puternice cu dopul de avansare. Înaintarea coloanei în teren cu dislocarea şi îndesarea laterală a pămîntului străbătut, chiar în strate mai compacte şi rigide, cum sînt argilele cu consistenţă ridicată, nisipurile cu pietriş ş. a., se realizează datorită energiei considerabile de batere. În loess şi strate argiloase, sînt necesare 20—100 lovituri/m şi în acest caz corespunde un lucru mecanic, ce poate varia de la 300—2400 tm/metru de avansare. Cota de înfigere a coloanei se definitivează, fie pe criteriul unui refuz prescris, în cazul terenurilor necoezive, fie în funcţie de stratificaţia cunoscută şi tasările admise pentru construcţia respectivă, pe baza evaluărilor de tasări verificate prin încărcări de probă în terenuri coezive.

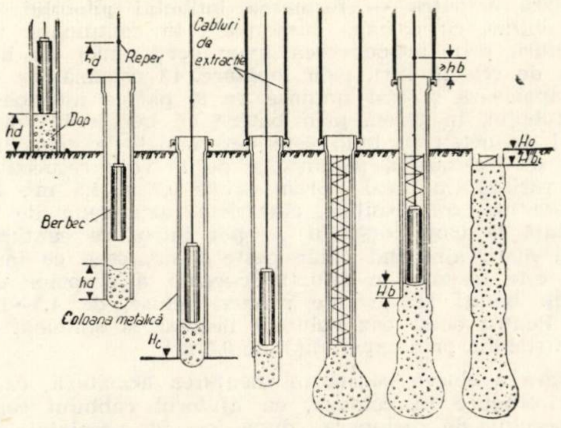

Cabluri de extracţie
hd
Reper
Dop
hd
Berbec
hd
Coloana metalică
Hc
≥hb
Hb
Ho
Hbi

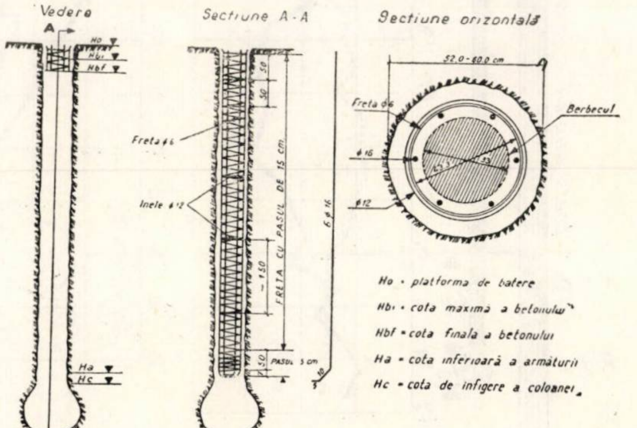
Fig. 4. Fazele de execuţie ale unui pilot de tip Franki

Un element de mare însemnătate, în această fază, ca de altfel în toate fazele în care se foloseşte berbecul sonetei, este semnul de control marcat pe cablul berbecului, a cărui poziţie confirmă că în timpul baterii dopului de avansare, acesta nu „fuge" înaintea coloanei. „Fuga" dopului de avansare, datorită diferitor cauze, cum ar fi betonul slab îndesat iniţial, sau prea umed, se corectează prin completarea volumului necesar al dopului după procedeul descris în prima fază.

Soneta KPF-22 permite înfigeri curente, în teren de loess, de pînă la 15 m, caz în care se folosesc, la coloana metalică de bază, prelungitoare de 3 m.

Faza a treia — scoaterea prin batere a dopului — se realizează prin suspendarea coloanei cu ajutorul cablurilor de extracţie (ϕ 36 mm) şi continuarea baterii cu berbecul pînă ce dopul este evacuat în teren, rămînînd în coloană numai pe o lungime redusă, de cca 10 cm.

Fig. 5. Detalii constructive ale unui pilot de tip Franki


Vedere
Secţiune A-A
Secţiune orizontală
A
A
Ho
Hbi
Hbf
Ha
Hc
Freta ϕ6
Inele ϕ12
30
30
~150
FRETA CU PASUL DE 15 cm
50
PASUL 5 cm
10
6 ϕ 16
52,0-60,0 cm
Freta ϕ6
Berbecul
ϕ16
ϕ12
33
Ho - platforma de batere
Hbi - cota maximă a betonului
Hbf - cota finală a betonului
Ha - cota inferioară a armăturii
Hc - cota de înfigere a coloanei

Faza a patra — formarea bulbului pilotului — se obține, cu coloana suspendată în continuare de cabluri, prin introducerea unor porții mici de beton de cca 25 litri, prin lopătare, în coloană, ce se compactează și sînt împinse pe la partea inferioară a tubului, în teren, prin batere cu berbecul. Volumul de beton în bulb este determinat de capacitatea de îndesare a pămîntului de la cota respectivă și variază în mod curent între 0,7 și 1,5 m^3. În strate mai compresibile, cum este cazul celor de la Galați, la baza loessului, se pot introduce cantități mai mari, ajungînd chiar peste 2 m^3, ceea ce însă nu este necesar în situația curentă a grupelor de piloți bătuți la distanțe relativ reduse, de 1,5—1,8 m. Pentru acest caz volumul necesar și suficient a fost stabilit, prin experiență, de 0,8 m^3.

Faza a cincea constă în montarea armăturii, care se introduce în coloană, cu ajutorul cablului containerului de betonare, după ce în prealabil se scoate berbecul afară.

Faza a șasea — betonarea corpului pilotului — se execută în felul următor :

Se ridică berbecul deasupra armăturii, se introduce o porție de cca 100 litri de beton, se coboară berbecul pe betonul proaspăt și se trage coloana, compactînd betonul cu lovituri scurte (cca 50—60 cm) în acest timp.

Betonarea, în acest fel, se continuă pînă la cota prescrisă prin proiect, cu cca 20 cm peste cota finală a tălpii inferioare a betonului din radier, lungime ce urmează a se sparge înainte de turnarea radierului fundației. Capul pilotului astfel realizat, după udare prealabilă, se protejează prin acoperire cu pămînt pînă la dezvelire și turnarea fundației. În timpul operației de betonare, datorită energiei realizate prin căderea berbecului, corespunzătoare la circa 25—80 tm pe m^3 de beton, se obține un beton de calitate superioară și terenul din jurul pilotului se compactează suplimentar.

În toate fazele de execuție a pilotului trebuie asigurată prezența permanentă a unui volum de beton, de siguranță, la capătul inferior al coloanei, în vederea evitării prăbușirii terenului sau infiltrării eventuale a apei subterane. Acest lucru se controlează tot timpul, cu ajutorul semnului de control de pe cablul berbecului.

Detaliile constructive ale unui pilot sînt prezentate în figura 5. Armătura longitudinală, compusă din 6 bare ⌀ 16 mm, sudată de o fretă de ⌀ 6 mm, cu pas de 15 cm, este prevăzută și cu un număr de inele ⌀ 12 mm, de rigidizare suplimentară, la distanța de max. 1,5 m.

Betonul pentru bulb și corpul pilotului este de marcă B 170, cu un factor apă-ciment de 0,45—0,50 ; agregatele pentru betonul corpului pilotului nu trebuie să depășească 3 cm, pentru a nu se produce antrenări și deformări ale armăturii în timpul compactării betonului cu berbecul.

Distanța minimă între doi piloți este de 1,5 m. Pe baza rezultatelor încercărilor s-a stabilit că se poate admite o distanță pînă la 1,8 m între piloți, spre a se realiza o conlucrare a piloților, în grup, cu loessul compactat dintre ei.

Defecțiunile ce pot apărea în timpul execuției piloților sînt de mai multe feluri și anume :

— „fuga" betonului din dopul de avansare înaintea coloanei ;

— blocarea coloanei la adîncime, dacă terenul este împănat cu beton din dopul „fugit" pe parcursul înfigerii sau dacă se face o pauză înainte de extragerea coloanei, mai ales în cazul unor terenuri mai umede care „strîng" tubul ;

— ruperea cablurilor de extracție, în cazul înțepenirii coloanei, abaterii acesteia de la verticală sau a unor uzuri avansate a legăturii cu cîrligele coloanei ;

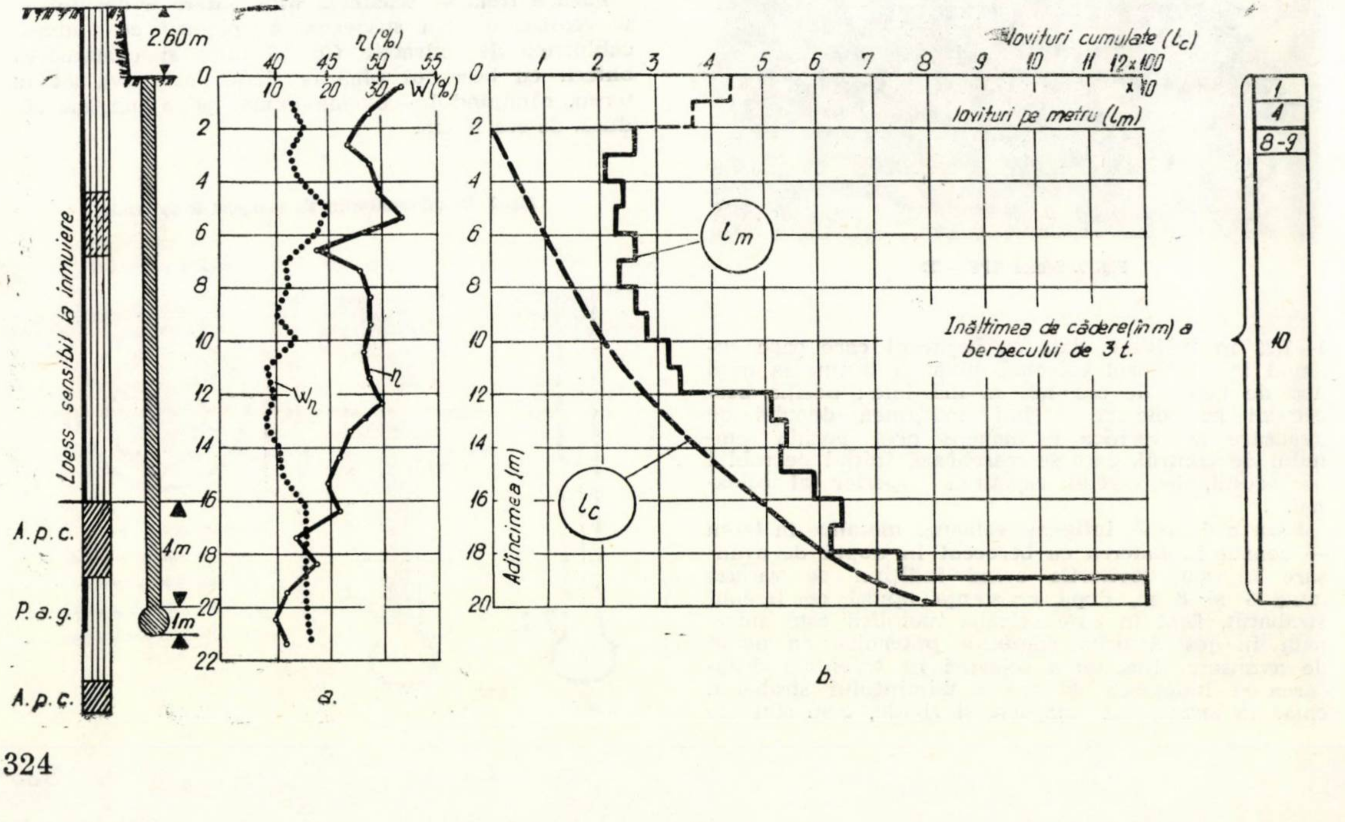
— ruperea cablului berbecului, în cazul unor manevre incorecte, ca smucirea cablului ;

— întreruperi ale corpului pilotului, prin intercalații de pămînt rezultate din neglijarea volumului obligatoriu de beton de siguranță în timpul betonării ;

— deformări și turtiri ale armăturii, prin folosirea unor carcase inițial deformate sau insuficient sudate, a unor agregate cu dimensiuni prea mari, prin ridicarea insuficientă a berbecului în timpul turnării porțiilor de beton sau compactarea betonului cu înălțimea de cădere prea mare.

Fig. 6. Grafic de înfigere în loess a coloanei metalice

a – variația în adîncime a umidității naturale (W_n) și a porozității (n) ; b – graficul de înfigere



Toate aceste defecţiuni, care pot reduce în mod sensibil randamentul sonetelor, pot fi evitate în cea mai mare măsură, aşa cum ne-a arătat experienţa, printr-o bună instruire a echipelor de lucru, care trebuie să respecte condiţiile tehnice de execuţie prescrise.

STABILIREA CAPACITĂŢII PORTANTE A PILOŢILOR FRANKI

După cum este cunoscut, capacitatea portantă a piloţilor se evaluează preliminar cu ajutorul formulelor statice, care ţin seamă de caracteristicile geotehnice ale terenului străbătut de piloţi şi ale aceluia aflat sub planul vîrfului lor. În cazul piloţilor Franki, efectul puternic de îndesare în jurul corpului şi bulbului trebuie luat în consideraţie prin aplicarea unui coeficient de multiplicare de tipul admis

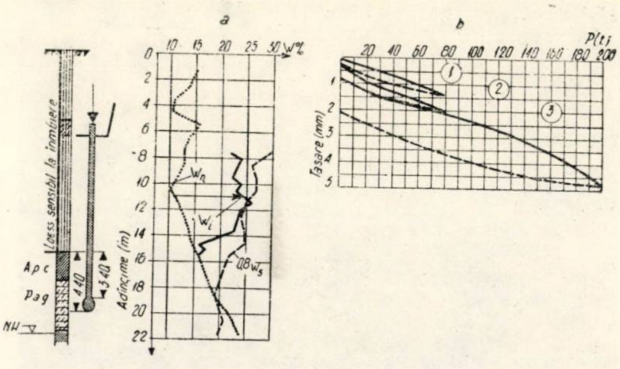


Fig. 7. Rezultatul încărcării de probă pe un pilot izolat

a – variaţia în adîncime a umidităţii înainte (W_n) şi după inundare (W_i); b – graficele de încărcare – tasare

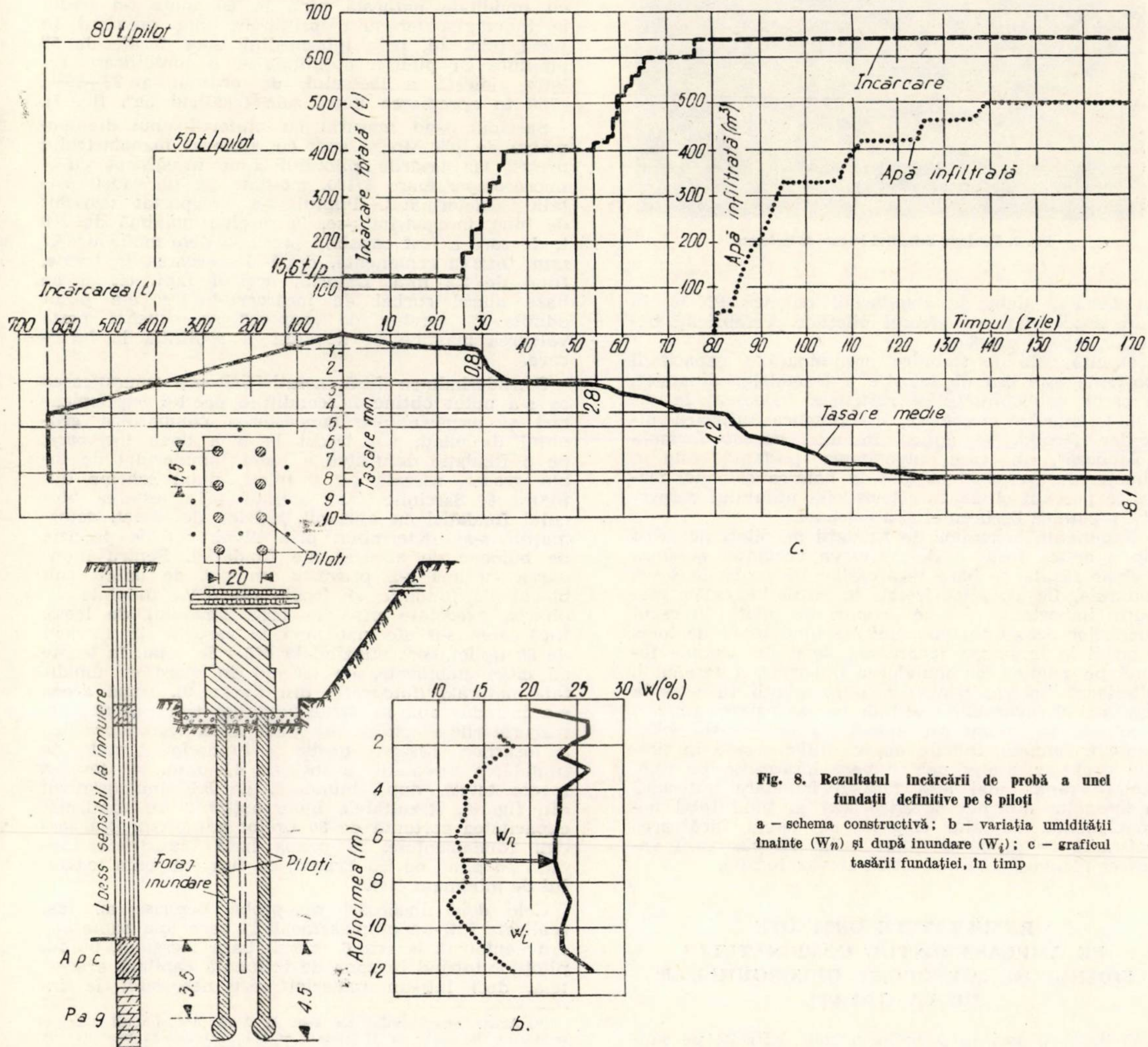


Fig. 8. Rezultatul încărcării de probă a unei fundaţii definitive pe 8 piloţi

a – schema constructivă; b – variaţia umidităţii înainte (W_n) şi după inundare (W_i); c – graficul tasării fundaţiei, în timp

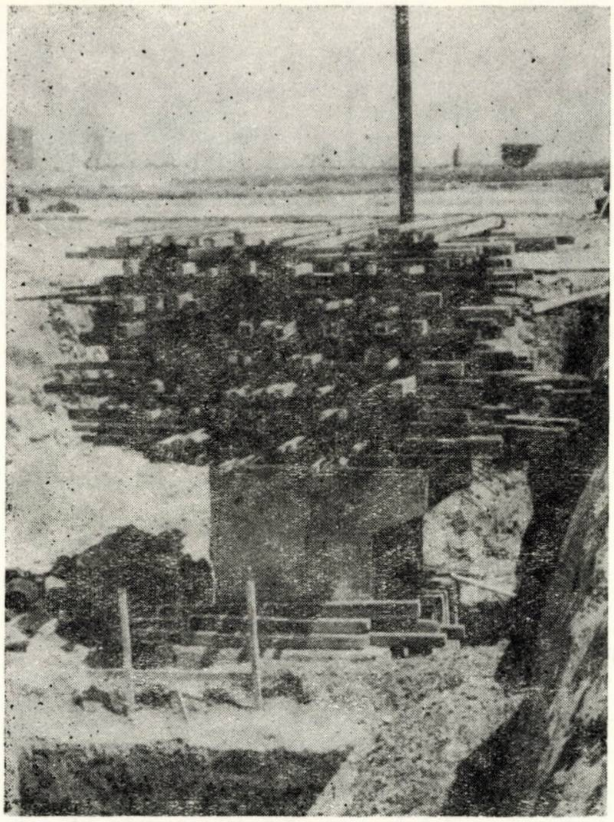


Fig. 9. Fundație definitivă în curs de încărcare

în formula dată de standardul polonez PN-58, în care sporul față de efectul piloților prefabricați bătuți ajunge la cca 80%.

O altă cale de stabilire preliminară a capacității portante este cea de folosire a formulelor dinamice, a căror aplicabilitate se restrînge, îndeosebi la cazul terenurilor necoezive. În practica utilizării piloților Franki, se aplică în mod curent formula „olandeză", în care capacitatea portantă este o funcție de „refuzul" obținut la baterea coloanei metalice precum și de caracteristicile utilajului respectiv, greutatea berbecului și a coloanei.

Experiența lucrărilor de fundații pe piloți de acest tip a arătat însă că definitivarea portanței acestora trebuie făcută pe baza încărcărilor de probă la scară naturală, fie pe pilot izolat, în cazul lucrărilor mai puțin importante, fie pe grupuri de piloți, în cazul lucrărilor deosebite. În condițiile unui teren de loess sensibil la înmuiere, încărcarea de probă trebuie făcută pe grupuri, cu inundarea puternică a terenului, ulterioară baterii, pentru a pune piloții în situația cea mai defavorabilă posibilă în exploatare. Lucrări efectuate la Galați au arătat că pot exista diferențe însemnate, funcție de condițiile create în timpul probelor, motiv pentru care încărcarea pe pilot izolat Franki, mai ales fără o inundare puternică a terenului din jur, se apreciază ca fiind total neconcludentă. În alte condiții de teren, încărcarea obișnuită de probă pe pilot izolat își păstrează valoarea recunoscută de practica acestor lucrări.

REZULTATELE OBȚINUTE PE AMPLASAMENTUL COMBINATULUI SIDERURGIC „GHEORGHE GHEORGHIU-DEJ" DE LA GALAȚI

O dată cu sosirea primelor sonete KPF-22 pe șantier, s-a trecut, în paralel cu însușirea tehnologiei de execuție, la o serie de lucrări experimentale privind stabilirea condițiilor de înfigere a coloanelor în teren, a capacității portante a piloților și a gradului de îndesare a terenului între piloți *).

Baterea coloanelor în teren a fost urmărită prin determinarea numărului de lovituri de berbec necesare pătrunderii în teren pe unitatea de adîncime, obținîndu-se grafice de înfigere de tipul celui prezentat în figura 6. Se observă, din examinarea graficului, că, spre baza pachetului de loess, pe măsură ce scade porozitatea naturală a terenului, numărul de lovituri necesare crește de la 20—30 lov/m la 50 lov/m, pentru ca în stratele argilo-prăfoase de sub loess, lucrul mecanic să se mărească în mod sensibil ajungînd la 60—120 lov/m.

O primă încărcare de probă a fost efectuată în zona halei laminorului de tablă groasă, asupra unui pilot izolat, avînd coloana înfiptă în stratele nesensibile de sub loess pe o adîncime de 3,40 m, fișa totală în aceste strate fiind de cca 4,40 m, din care, pentru bulb, se admite 1 m. Încărcarea în cicluri și trepte s-a obținut cu ajutorul unei prese hidraulice rezemate într-o cruce metalică, ancorată de armătura a 4 piloți vecini, aflați la distanță de 2,0 m de pilotul de probă, și lestată suplimentar cu țigle metalice. După un prim ciclu de încărcare, în teren cu umiditate naturală pînă la 80 tone, s-a trecut la inundarea terenului printr-un șanț prevăzut în jurul pilotului, prin intermediul unor foraje de 5" umplute cu pietriș, obținîndu-se o umidificare relativ ridicată a loessului, de ordinul a 22—26%, pînă în apropierea bazei sale (graficul „a", fig. 7).

Sarcinile s-au măsurat cu ajutorul unui dinamometru de 100 Mp și apoi cu ajutorul manometrului presei, iar tasările pilotului s-au înregistrat cu 4 microcomparatoare 1/100, montate pe un cadru metalic nedeformabil. Pilotul s-a comportat deosebit de bine, înregistrîndu-se, la sarcina maximă de 200 t, de care a fost capabilă presa, o deformație de 4,7 mm, tasarea remanentă, după descărcarea în trepte, fiind de 2,2 mm. Datorită acestui fapt, cît și pe baza alurei curbei de încărcare-tasare, s-a putut admite că sarcina de „rupere" se situează peste valoarea maximă ce a putut fi realizată la încercare.

Considerîndu-se însă nesatisfăcătoare umidificarea ce s-a putut obține în condițiile acestei experimentări și urmărindu-se cunoașterea comportării grupului de piloți, s-a trecut la o a doua încercare, pe o fundație definitivă a halei laminorului de tablă groasă, așezată pe 8 piloți, după schema din figura 8. Sarcinile s-au obținut prin lestarea blocului fundației cu ajutorul țaglelor de metal, deformațiile s-au determinat prin nivelment de precizie pe buloane de ancoraj ale fundației. Pentru inundarea cu apă s-a prevăzut un pat de balast sub blocul de fundație și foraje de $8''^{5}/_{8}$, umplute cu pietriș, executate pînă la baza stratului de loess. Încărcarea s-a efectuat pînă la sarcina de serviciu de 80 t/pilot, corespunzînd la 640 t în total, în trepte cu citiri stabilizate, cu terenul în stare de umiditate naturală (fotografia din figura 9). După aceea s-a introdus apă în jurul fundației timp de 60 zile, măsurătorile efectuîndu-se pînă la stingerea practică a tasărilor. Tasarea medie a fundației, înainte de inundarea terenului, a fost de 4,3 mm, iar tasarea medie totală, după inundare, de 8,1 mm (graficul din fig. 8). Rezultatele bune obținute au confirmat capacitatea portantă de 80 t/pilot admisă pentru sarcini fundamentale, la prima hală industrială fundată pe piloți de tip Franki, cu fișa sub baza loessului de minimum 4 m.

Cele două încărcări de probă descrise au fost realizate într-un amplasament în care apa subterană era cantonată la cca 6 m sub baza loessului, bulbul piloților intrînd în zona de influență capilară a acesteia, deci într-un material cert nesensibil la în-

---

*) Aceste experimentări au avut la bază documentații tehnico-economice întocmite de IPROMET și IPL ; executarea lucrărilor de construcții—montaj a fost asigurată de ICMSG după un program stabilit de IPROMET și cu asistența tehnică permanentă pe teren a filialelor IPROMET și IPL din Galați. Prelucrarea rezultatelor obținute a fost asigurată de IPROMET — filiala Galați ([13], [14]).

muiere. O a treia încărcare de probă a fost efectuată într-un alt amplasament în care apa subterană este cantonată mult mai jos, la 10—12 m sub baza loessului, o zonă în care se admite, pe baza rezultatelor de laborator pe probe recoltate din puţuri de cercetare, că sub baza loessului, primul strat de praf argilos galben mai cuprinde un orizont cu slabă sensibilitate la înmuiere. Conform schemei din figura 10, au fost executaţi 3 piloţi în vîrfurile unui triunghi echilateral cu latura de 3 m, consideraţi că lucrează izolat, şi avînd coloana înfiptă numai 0,40 m sub baza loessului şi fişa totală sub loess de 1,40 m. Încărcarea a fost realizată tot cu ţagle, pe o platformă comună de beton armat. Tasările s-au măsurat topometric, cu nivele de precizie, pe reperi montaţi în platformă.

Încărcarea s-a realizat în trepte, cu terenul neumezit, pînă la sarcina de 90 t/pilot, după care s-a început inundarea puternică a terenului în jurul fundaţiei, pătrunderea apei în adîncime fiind asigurată de 16 foraje de 8"$^5/_8$ umplute cu pietriş şi duse pînă la stratul din baza loessului, în care se admite încă prezenţa unui orizont slab sensibil la înmuiere. Sub sarcina de 90 t/pilot, în teren neumezit, tasările au fost practic neglijabile, iar suplimentul din inundarea terenului, la aceeaşi încărcare, a fost de 4,9 mm. Sarcina totală a fost sporită în trepte, cu citiri stabilizate, pînă la valoarea de 180 t/pilot, adică 540 t în total, concomitent cu introducerea unei cantităţi de cca 2800 m^3 apă. Graficul „b" din figura 10 atestă umidificarea puternică a loessului şi a stratelor de sub bulbul piloţilor, din baza loessului. Măsurătorile efectuate pe reperi instalaţi pe terenul din jurul excavaţiei, în care era executat grupul de 3 piloţi, au pus în evidenţă deformaţii care marcau un început de tasare sub sarcina geologică a terenului. Media tasării înregistrate pe cei 3 reperi, care au prezentat unele diferenţe inerente excentricităţii date de mijloacele de încărcare folosite, a avut, la sarcina maximă de 180 t/pilot, valoarea

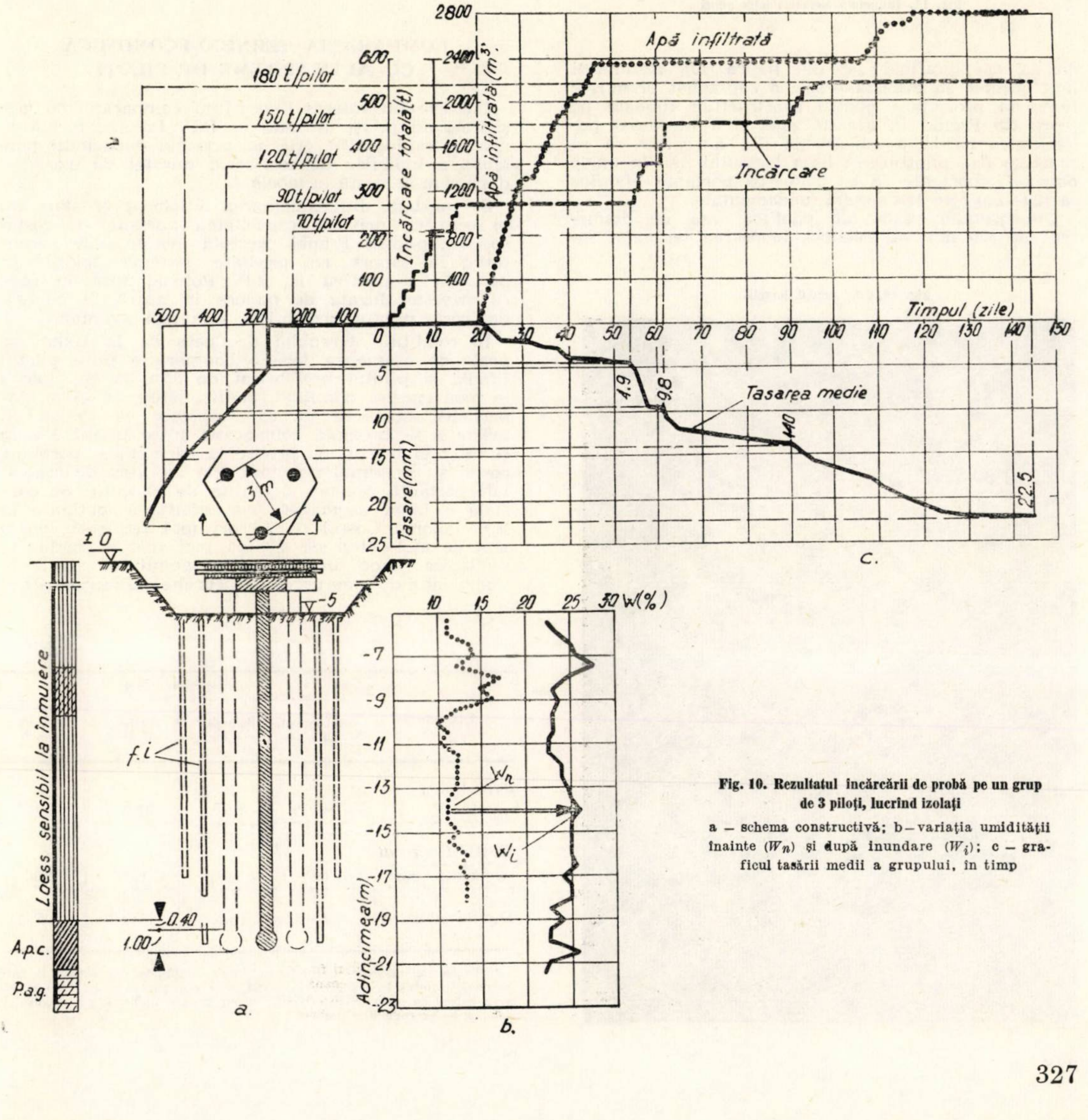


Fig. 10. Rezultatul încărcării de probă pe un grup de 3 piloţi, lucrînd izolaţi

a — schema constructivă; b — variaţia umidităţii înainte (W_n) şi după inundare (W_i); c — graficul tasării medii a grupului, în timp

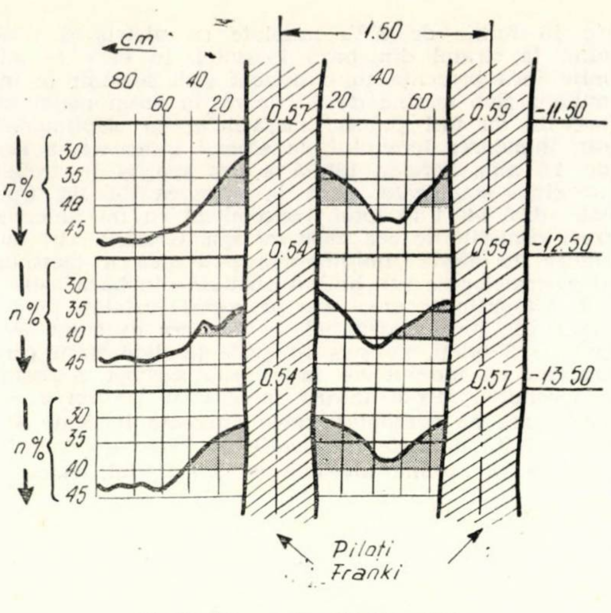
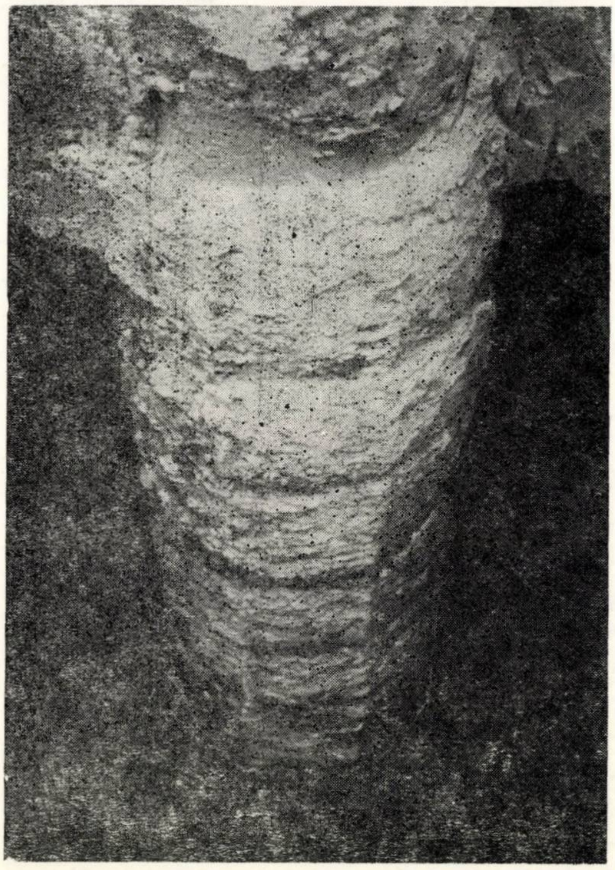


Fig. 11. Îndesarea loessului între piloţi

de 2,2 cm (graficul „c“ din figura 10). Rezultatul bun obţinut cu această ocazie a confirmat premizele luate în proiectare pentru construcţiile fundate pe piloţi tip Franki în această zonă şi a învederat posibilitatea ca la o construcţie din apropiere să se scurteze fişa piloţilor în baza loessului, iar la unele obiecte importante să se mărească portanţa piloţilor la 100—120 t pentru sarcini fundamentale.

Dimensiunile reale ale piloţilor faţă de diametrul de 520 mm al coloanei, îndesarea terenului între piloţi şi calitatea betonului din corpul pilotului au fost de asemenea verificate prin puţurile de descopertare, prin prelevări de probe de pămînt dintre piloţi şi de carote din corpul piloţilor.

Fig. 12. Pilot parţial dezvelit



Din releveul unor piloţi definitivi, descopertaţi pînă la bază, se constată că, în loess, diametrul mediu real variază între 520 şi 600 mm, iar îndesarea loessului, datorită înfigerii coloanei şi compactării suplimentare la betonare, este apreciabilă (figura 11). Corpul piloţilor prezintă uneori mici ondulări ale suprafeţei laterale, corespunzătoare tranşelor de betonare (fig. 12). Betonul obţinut în condiţii de execuţie corespunzătoare depăşeşte, în genere, datorită compactării accentuate, rezistenţa prescrisă. Astfel s-au recoltat carote din capete de piloţi dezveliţi (fig. 13) din care s-au fasonat cuburi de încercare cu latura de 7 cm (fig. 14), rezistenţele de rupere obţinute fiind de 400—450 kg/cm^2, iar greutatea volumetrică de 2450 kg/cm^3.

În prezent sînt în curs de efectuare încărcări de probă pe mai mulţi piloţi, în vederea obţinerii unor date noi care să permită creşterea suplimentară a portanţei piloţilor şi scurtarea fişei în stratele nesensibile de sub loess, mărindu-se randamentul sonetelor şi eficienţa economică a acestui sistem de fundare.

COMPARAŢIA TEHNICO-ECONOMICĂ CU ALTE SISTEME DE PILOŢI

Un deosebit interes îl prezintă comparaţia cu alte sisteme de piloţi utilizate în R.P. Polonă, făcută la nivelul anului 1957 [11], în privinţa capacităţii portante, a indicilor de cost şi a duratei de execuţie, după cum se arată în *tabela 1*.

Se constată din examinarea datelor prezentate că, în ceea ce priveşte capacitatea portantă şi costul specific, pilotul Franki prezintă avantaje de necontestat în raport cu celelalte sisteme folosite în perioada respectivă în R.P. Polonă, însă în ceea ce priveşte durata de punere în operă la punctul de lucru, pilotul prefabricat este mai avantajos.

În condiţiile terenului de loess de la Galaţi se poate de asemenea face o comparaţie între pilotul Franki şi pilotul prefabricat de 35 × 35 cm, folosit în mod curent, admiţînd, pentru piloţi de 15 m, capacitatea portantă de 85, respectiv 40 t/pilot. În tabela 2 se prezintă comparaţia între piloţii Franki şi cei prefabricaţi cu privire la capacitatea portantă, costul şi consumul de oţel-beton pe tona de capacitate portantă precum şi durata de execuţie. Se constată o bună asemănare cu rezultatele obţinute în R.P. Polonă. Costul de 2,3 ori mai redus şi consumul de oţel-beton de 4,3 ori mai mic a condus la realizarea unor importante economii pe şantierul Combinatului siderurgic „Gheorghe Gheorghiu-Dej“

Tabela 1

Se compară	Sistem de piloţi			
	prefabricaţi 40 × 40	Strauss *) Ø 406	Wolfsholz Ø 406	Franki Ø 520
Capacitatea portantă	100 %	65 %	91 %	160 %
$\frac{\text{Costul 1 m pilot}}{\text{tonă cap. port.}}$	1,00	1,37	1,07	0,66
Durata de execuţie	1,00	16,6	11,0	2,5

*) Prototipul pilotului forat cu evacuarea materialului săpat, la care betonul introdus în coloană, în porţii, este compactat şi împins în jos prin batere cu un berbec acţionat de un troliu manual, pe măsură ce coloana se extrage din pămînt.

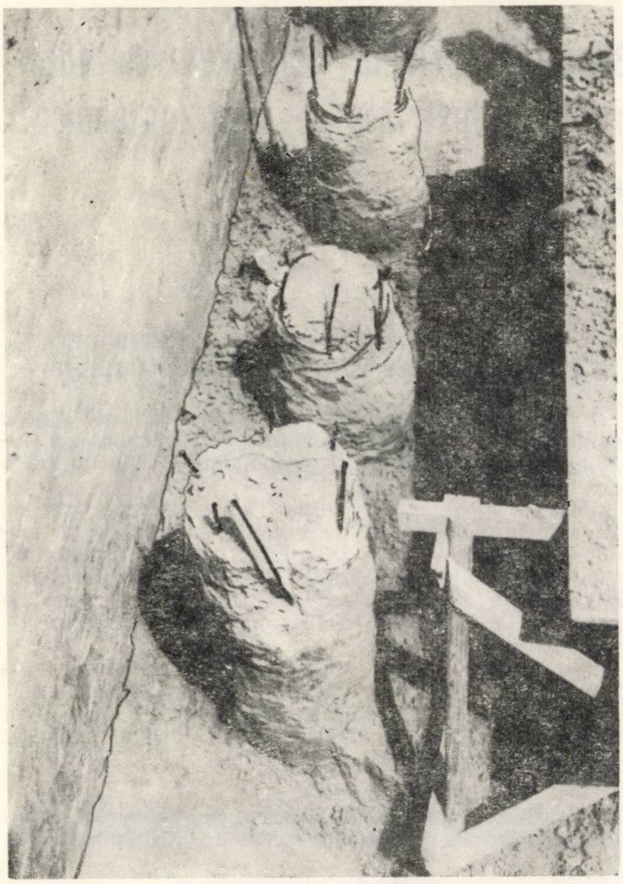
Galaţi, prin executarea de piloţi cu bulb tip Franki. Un asemenea pilot înlocuieşte 2,1 piloţi prefabricaţi, obţinîndu-se o economie de 6 800 lei şi 807 kg oţel-beton.

Capacitatea anuală de producţie a unei sonete KPF-22 este de cca 10 000 m pilot adică 700 piloţi a 15 m, echivalînd cu o producţie de 3,6 milioane lei. Deşi productivitatea ei este de 2—2,5 ori mai mică decît a unui echipament mecanic de batere a piloţilor prefabricaţi, această lipsă este compensată de avantajele tehnico-economice mai sus arătate.

* * *

Experienţa folosirii piloţilor cu bulb, formaţi în teren, de tip Franki, pentru fundarea unor mari obiecte industriale la Combinatul siderurgic „Gheorghe Gheorghiu-Dej" de la Galaţi, a permis să se verifice calităţile deosebite ale acestui sistem de fundare de adîncime. Au fost puse în evidenţă avantajele pe care le oferă, faţă de alte sisteme, pentru cazul fundării în condiţii de stratificaţie în care stratul sensibil la înmuiere are grosimi mari şi construcţiile transmit terenului încărcări importante, avînd şi un proces de fabricaţie cu consum însemnat de apă.

Fig. 13. Capete de piloţi executaţi în lucrarea definitivă



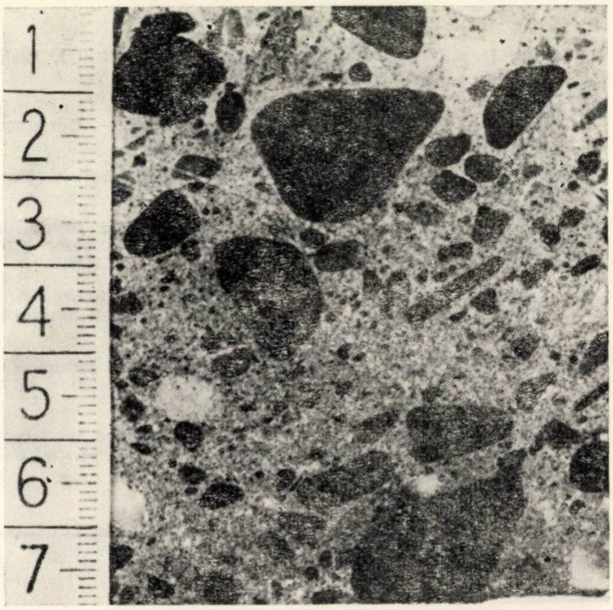


Fig. 14. Secţiune printr-o carotă de beton, prelevată dintr-un pilot definitiv

La aplicarea acestui procedeu la scara unui mare şantier, pentru prima dată în ţara noastră, s-au întîmpinat, desigur, unele dificultăţi inerente oricărui început, cauzate de necesitatea adaptării prevederilor de proiect la performanţele probate ale utilajelor disponibile şi a precizării unor reguli de dimensionare şi proiectare potrivite condiţiilor locale de teren. Totodată asimilarea procesului tehnologic, în condiţiile unui şantier cu un important volum de lucrări, a obligat la formarea unui număr mare de echipe, în timp relativ scurt, care să fie în măsură să folosească utilajele, cu rezultate corespunzătoare cerinţelor, în ceea ce priveşte calitatea lucrărilor efectuate, şi cu productivitatea nominală a acestor utilaje, la nivelul performanţelor realizate în ţări în care metoda este introdusă mai de mult.

Realizarea pînă în iulie 1966 a cca 12 000 piloţi de tip Franki, la lucrările Combinatului siderurgic „Gheorghe Gheorghiu-Dej" de la Galaţi, reprezentînd cca 180 000 m de fişă activă în teren de loess, subliniază etapa parcursă de proiectanţii şi executanţii acestui mare obiectiv industrial al planului de stat, pentru introducerea unei noi şi eficiente tehnici de fundare de adîncime, în ţara noastră.

Tabela 2

Se compară	Capacit. port.		Cost (lei)			Consum oţel			Durata de execuţie – 1 pilot –
	tone	%	pe buc.	pe tonă de c.p.	raport de cost	pe m	pe tonă de c.p.	raport de consum oţel	
Piloţi prefabricaţi 35 × 35	40	100	5 700	142	2,3	32	12	4,3	1
Piloţi Franki ∅ 520	85	213	5 200	61	1,0	14	2,5	1	2–2,5
Economie				81			9,5		

Bibliografie

[1] Straub H. : *Die Geschichte der Bauingenieurkunst*, Birkhäuser Verlag Basel und Stuttgart, 1966.

[2] Ganea N. : *Fundaţii de piloţi Franki.* — Conferinţă ţinută la Soc. Politehnică din Bucureşti — Bucureşti — 1942.

[3] SNIP — IIB_5 — 62 : *Fundaţii pe piloţi bătuţi* Prescripţii de proiectare — U.R.S.S.

[4] SNiP — II B_2 — 62 : *Terenul de fundaţie şi fundaţiile clădirilor şi construcţiilor pe pămînturi tasabile prin inmuiere.* — Prescripţii de proiectare. — U.R.S.S.

[5] Gibbs H. J., Holland W. Y. : *Petrographic and engineering properties of loess* — Bureau of reclamation. Engineering Monographs, Nr. 28—1960. S.U.A.

[6] Schally V., Popescu D. : *Raionarea geotehnică pentru teritorii mari în ţara noastră.* Rev. construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 2/1962.

[7] Crăciun F., Popescu D. : *Pămînturi macroporice în R.P.R. — Raionare şi proprietăţi geotehnice* — CSA — ISP (Uz intern), Bucureşti 1963.

[8] Beleş A., Popescu V., Stănculescu I., Schally V. : *Cercetări de teren şi de laborator pentru caracterizarea loess-ului de pe amplasamentul CS Galaţi, din punct de vedere constructiv* — Lucrările sesiunii tehnico-ştiinţifice de referate şi comunicări IPROMET — Secţia Construcţii — Bucureşti — iunie 1963.

[9] Beleş A., Stănculescu I. Schally V. : *Probleme referitoare la tasarea construcţiilor fundate pe loess* — Rev. constr. şi a mat. de constr. nr. 12/1964.

[10] * * * : *Dieselramme KPF-22.* Technische Beschreibung und Betriebsanleitung. POLIMEX — POLEN.

[11] Pawlikowski W., Swiecki J.. : *Fundamentowanie na palach Franki* — Wydawnictwo budownictwo i architektura — Warszawa 1957.

[12] * * * : *Condiţii tehnice pentru proiectarea, executarea şi recepţia piloţilor cu bulb formaţi în teren, cu soneta K.P.F. — 22, la C.S. de la Galaţi* — Pr. nr. 19860 — IPROMET — ianuarie 1965.

[13] * * * : *Sinteza lucrărilor experimentale realizate în 1964 la CSG,* Pr. nr. 19026 — IPROMET — decembrie 1964.

[14] * * * : *Sinteza lucrărilor de verificări prin încărcări de probă la CSGGD — Galaţi — Pr. nr. 19152* — IPROMET — decembrie 1965.

Din experienţa Trustului 1 construcţii-Bucureşti privind aplicarea metodei „drumului critic“ la lucrările de construcţii industriale şi agrozootehnice

Ing. C. Chitic
Trustul 1 construcţii – Bucureşti

Sarcinile din ce în ce mai mari ce revin unităţilor de construcţii, ca urmare a volumului sporit de investiţii trasat de Congresul al IX-lea al Partidului Comunist Român, impun ca şi metodele de organizare şi conducere ale lucrărilor de construcţii să fie perfecţionate.

Studierea şi aplicarea metodelor ştiinţifice noi, în organizarea şi conducerea diverselor ramuri de activitate, apar ca o necesitate în concordanţă cu cerinţele dezvoltării economiei naţionale.

Complexitatea şi particularităţile organizării şi conducerii activităţii în domeniul construcţiilor impun măsuri adecvate de coordonare a tuturor acţiunilor ce concură la realizarea marilor lucrări de construcţii ; metodele folosite pînă în prezent s-au dovedit uneori insuficiente.

Aceasta a determinat aplicarea pe scară din ce în ce mai largă a unei metode perfecţionate de planificare şi urmărire a lucrărilor de construcţii, denumită „Metoda drumului critic“.

Metoda a apărut în Occident, fiind însuşită şi generalizată şi în ţările socialiste. Din literatura de specialitate rezultă multiple preocupări teoretice şi aplicaţii practice în U.R.S.S., R.P. Polonă, R. S. Cehoslovacă, R.P. Ungară şi R.D. Germană.

În ţara noastră, în ultimii 2—3 ani, s-au făcut primele încercări de însuşire şi aplicare a acestei metode, începînd cu studiile INCERC şi aplicaţiile realizate de către constructorii din cadrul sectorului industriei chimice, constructorii de locuinţe din Capitală, constructorii din sistemul Ministerului Industriei Construcţiilor şi alţii.

Metoda drumului critic este un mijloc de gîndire şi reprezentare a tehnologiei de execuţie, de organizare a lucrului în intercondiţionare reciprocă a diferitelor operaţii, de prevedere şi de urmărire a desfăşurării acesteia, cu scopul respectării termenului cerut de dare în folosinţă sau intrare în funcţiune.

Asupra avantajelor pe care le are metoda nu vom insista, ele sînt evidente. De asemenea nu vom face o prezentare a metodei, acest lucru fiind bine redat în metodologia INCERC.

1. STADIUL DE APLICARE A METODEI LA TRUSTUL 1 CONSTRUCŢII-BUCUREŞTI

Încă de la începutul anului 1965 au fost ţinute conferinţe, cu caracter general, de informare a inginerilor, tehnicienilor şi economiştilor din unitatea noastră.

Trustul a organizat cursuri de instructaj pentru un număr de circa 80 de ingineri, tehnicieni şi economişti (cîte 6—7 ore instructaj pe serie) ; totodată s-a procurat şi un număr de 100 exemplare din metodologia INCERC, care au fost difuzate participanţilor la instructaj, înlesnindu-le posibilitatea de înţelegere a expunerilor.

Prin aceste acţiuni, susţinute de conducerea trustului, s-a reuşit să se creeze o bază de cunoaştere şi înţelegere a metodei. În trimestrul IV 1965 s-au întocmit primele grafice-reţea în cadrul unităţii noastre.

a) Graficele-reţea de la fabrica de conserve Valea Roşie (secţia de supe şi secţia de paste tomate)

Secţia de supe

Fabrica este o construcţie parter + 2 etaje, cu structură monolit, rezolvată în axe de 6 m. Dimensiunile în plan sînt 54 × 30 m. Planşeele 1 şi 2 nu acoperă toată suprafaţa halei, în funcţie de necesităţile tehnologice ; în partea centrală este o zonă cu planşeul peste etajul II, mai înaltă cu 2 m (înălţime impusă de gabaritul utilajelor).

Pentru zonele cu sarcini mari (etaj I) s-au prevăzut planşee ciupercă; în rest plăci şi grinzi. Pardoselile sînt din mozaic, în sălile de fabricaţie, şi antiacide, în sălile de hidroizolat, cu filtre şi de concentrare. Închiderea laterală este din ferestre de beton. Utilajul este parte din ţară, parte din import.

Graficul-reţea de la secţia de supe are un număr de 152 activităţi, dintre care : 100 activităţi reale, 35 activităţi fictive şi 17 timpi de aşteptare (întărire beton, uscare tencuieli etc.). Pe drumul critic sînt 37 activități, adică 23%.

Drumul critic trece prin lucrările de structură și cele de instalații-montaj de la etajul II (ultimul dat liber ca front de lucru); rezervele de timp sînt în general mici: 13 zile la parter și cinci zile la etajul I. Inițial (la întocmirea graficului-rețea în octombrie 1965), lucrarea a avut, conform graficului-rețea, termen final de realizare 30 iunie a. c. Prin planul de stat pe anul în curs s-a planificat lucrarea în trimestrul III 1966. La o reactualizare a graficului-rețea, la 2.III.1966, s-a constatat o întîrziere de 62 zile lucrătoare. S-au putut determina cu exactitate cauzele acestei întîrzieri: neprimirea unor ochiuri metalice mobile (decalaj două luni), lipsa unor panouri tegofilm și a unor cantități de oțel-beton PC Ø 20—25 (10 tone) și OL 38 Ø 16—20 (30 tone).

După reactualizare, traseul drumului critic s-a modificat în sensul că trece prin lucrările de la parter; restul lucrărilor (la celelalte niveluri) are rezerve relativ mici (10—11 zile), putînd fi considerate subcritice.

La data de 29.IV.1966 s-a verificat stadiul lucrărilor față de graficul-rețea și s-a constatat că marea majoritate a lucrărilor era în grafic, cîteva aveau un mic avans (compartimentare, izolație acoperiș, tencuieli etc.). S-au constatat și unele întîrzieri la închiderile laterale cu ferestre din beton armat (circa 20 zile) din care cauză șantierul a depus eforturi pentru recuperare.

Respectarea graficului-rețea duce la o realizare a lucrării cu 15 zile înainte de termenul planificat.

Secția de paste

Este o construcție cu structură integrală din prefabricate de beton, avînd trei deschideri a 12 m și 12 travee a 6 m, deci cu o suprafață de 2 600 m^2. H la cornișă este 12,35 m în zona centrală și 6,42 m în rest. Stîlpii au fost preturnați pe șantier și montați în fundații pahar. Grinzile și chesoanele (C_2 și C_6) au fost aprovizionate din industrie. Închiderea laterală a fost realizată din zidărie și ferestre prefabricate. Pardoselile sînt din staloton (în hala

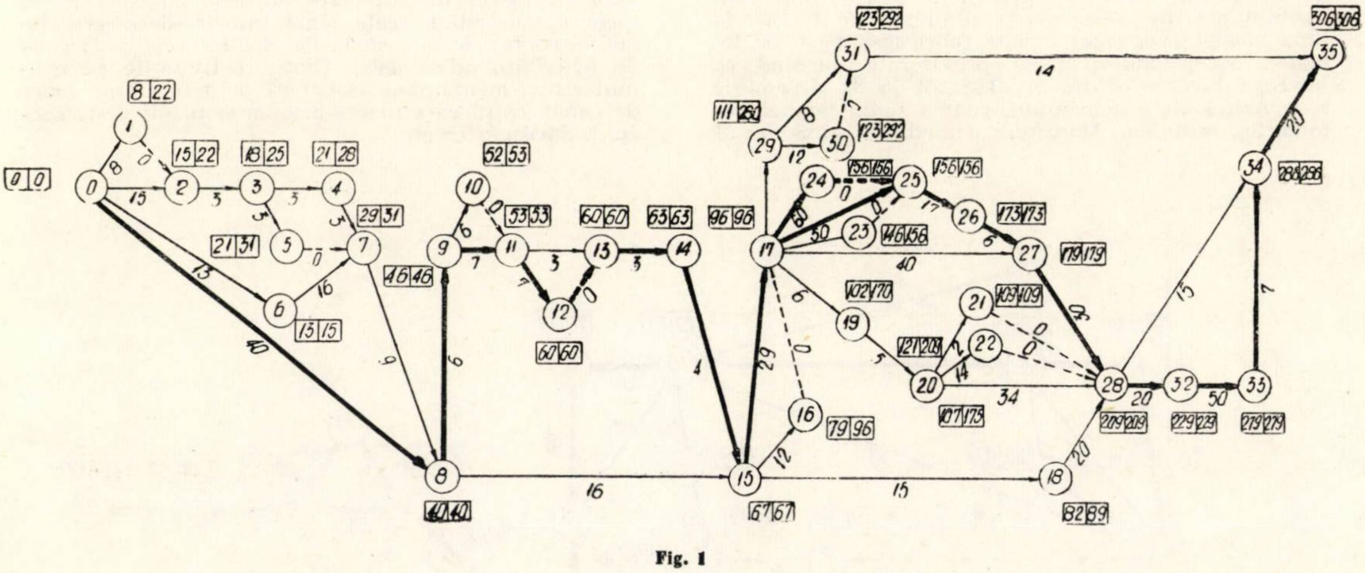


Fig. 1

Explicații la fig. 1

Activitate		Activitate	
Simbol	**Denumire**	**Simbol**	**Denumire**
0—1	**Nivelare, eliberare amplasamente**	**17—23**	**Instalații apă-canal**
0—2	**Organizare șantier fază minimă**	**17—24**	**Instalații termice**
0—6	**Preturnare stilpi**	**17—25**	**Instalații electrice**
0—8	**Aprovizionare grinzi-chesoane din industrie**	**17—27**	**Instalații ventilații**
1—2	**Activitate fictivă**	**17—29**	**Timplărie exterioară**
2—3	**Săpătură fundații stilpi zona 1**	**18—28**	**Izolație acoperiș**
3—4	**Idem, zona 2**	**19—20**	**Întărire strat suport pardoseli**
3—5	**Betoane fundații zona 1**	**20—21**	**Pardoseli mozaic**
4—7	**Idem, zona 2**	**20—22**	**Pardoseli sclivisite**
5—7	**Activitate fictivă**	**20—28**	**Pardoseli staloton**
6—7	**Întărire stilpi**	**21—28**	**Activitate fictivă**
7—8	**Montaj stilpi**	**22—28**	**Activitate fictivă**
8—9	**Săpătură fundații pt. zidării și utilaje zona 1**	**23—25**	**Activitate fictivă**
8—15	**Montaj grinzi — chesoane**	**24—25**	**Activitate fictivă**
9—10	**Săpătură fundații pt. zidării și utilaje zona 2**	**25—26**	**Tencuieli interioare**
9—11	**Armare-cofrare fundații zona 1**	**26—27**	**Uscare tencuieli**
10—11	**Activitate fictivă**	**27—28**	**Finisare interioară (zugrăveli-vopsitorii)**
11—12	**Armare-cofrare fundații zona 2**	**28—32**	**Transport utilaj**
11—13	**Betoane fundații zona 1**	**28—34**	**Montaj obiecte și aparataj instalații**
12—13	**Activitate fictivă**	**29—30**	**Montare geamuri**
13—14	**Betoane fundații zona 2**	**29—31**	**Tencuieli exterioare**
14—15	**Întărire betoane fundații continue și fundații utilaje**	**30—31**	**Activitate fictivă**
15—16	**Compartimentări interioare**	**31—35**	**Finisare exterioară (zugrăveli-vopsitorii)**
15—17	**Zidării laterale**	**32—33**	**Montaj utilaj**
15—18	**Monolitizare chesoane și șapă egalizare**	**33—34**	**Rest pardoseli**
16—17	**Activitate fictivă**	**34—35**	**Probe mecanice pe utilaj și ansamblu**
17—19	**Suport pardoseli**		

de fabricație și spălare borcane), iar în rest din mozaic.

Graficul-rețea are un număr de 53 activități, dintre care 39 activități ce reprezintă lucrări efective, 10 activități fictive (condiționări tehnologice cu durata O) și patru activități ce reprezintă timpi de așteptare; pe drumul critic sînt 18 activități, adică 34%. Graficul-rețea pentru această secție este arătat în figura 1.

Drumul critic trece prin activitatea de aprovizionare cu grinzi și chesoane, prin montajul structurii prefabricate, prin lucrările de instalații montaj. Față de termenul planificat, 31 decembrie 1966, graficul rețea inițial prevedea posibilitatea unei predări a lucrării cu 30 zile înainte de termen.

La analiza din 2.III.1966 s-au constatat întîrzieri de circa 30 zile, explicate prin primirea cu întîrziere a grinzilor prefabricate de la I.P. Progresul cît și întîrzierea sosirii pe șantier a unei macarale de montaj. Cu alte cuvinte termenul de predare devenea 31 decembrie 1966 (din compararea duratelor din graficul rețea cu cele efective s-au depistat cauzele depășirii).

În urma solicitării făcute de beneficiar, s-a reanalizat situația lucrărilor pentru a vedea care sînt posibilitățile de predare a unui minim de lucrări în luna august a. c. (cînd începe fabricarea pastelor tomate), acceptîndu-se unele provizorate, urmînd ca întreaga lucrare să fie predată tot la 31 decembrie a. c. Astfel au fost montate, pentru sezon (august-octombrie), utilajele Manzini, urmînd ca pînă la 31 decembrie să fie montate și utilajele Lang (cît și unele repoziționări ale altor utilaje).

În acest caz, fiind vorba de o schimbare a tehnologiei de execuție, am schimbat graficul-rețea și l-am pus de acord cu noua situație. În consecință s-au făcut și recalculări ale forțelor și mijloacelor necesare. Forma nouă a graficului-rețea este cea din figura 2.

b) Hala de fabricație IPROFIL-Militari

În cadrul unității IPROFIL-Militari se execută o hală de producție, lîngă cea existentă. Dimensiunile în plan sînt: 54 × 27 m, deci cu o suprafață de 1 450 m². Hala are subsol și parter. Structura este formată din ferme, montate pe stîlpi preturnați la șantier, și cadre marginale.

S-a ales ca tehnologie de lucru realizarea subsolului, montajul stîlpilor, realizarea elementelor de acoperiș: ferme-pane-plăci și a cadrelor marginale, apoi cofrarea-armarea-betonarea plăcii peste subsol.

Graficul-rețea are 172 de activități, dintre care 128 activități reale și 44 activități fictive; menționăm că timpii de așteptare au fost cuprinși într-o serie de activități reale (ex.: întărire-decofrare, întărire-montaj ferme etc.). Pe drumul critic sînt 24 de activități, adică 14%. Dintre activitățile pe drumul critic, menționăm: săpătură pentru subsol, cadre de capăt, cofrarea-armarea-betonarea plăcii peste subsol, zidării parter etc.

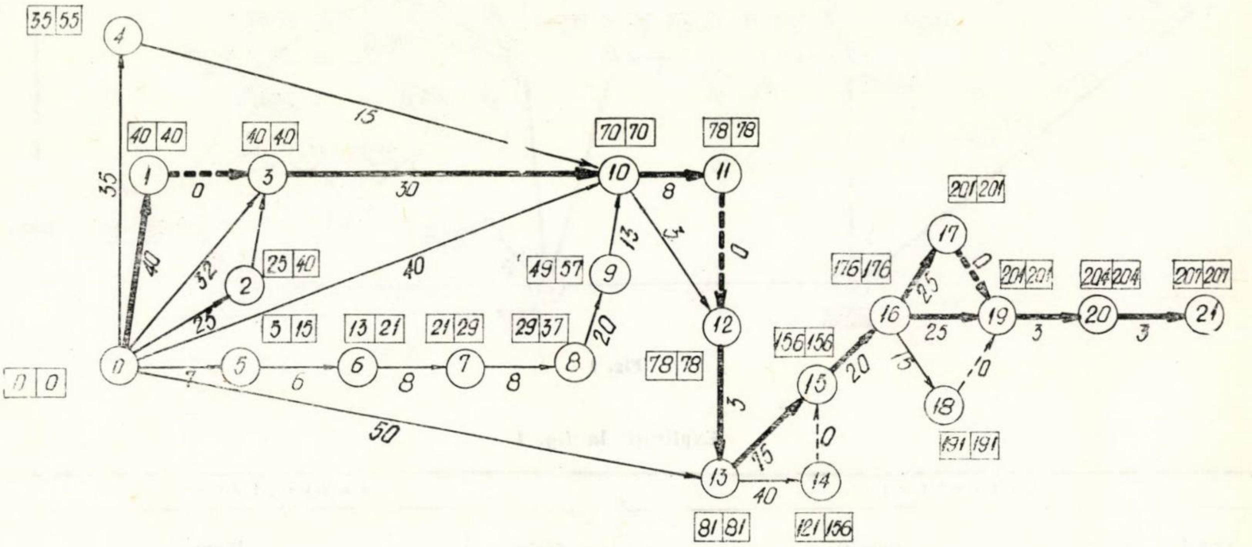


Fig. 2

Explicații la fig. 2

Activitate		Activitate	
Simbol	Denumire	Simbol	Denumire
0—1	Instalații termice	10—11	Zugrăveli și vopsitorii
0—2	Instal. apă canal	10—12	Rodaj utilaj
0—3	Instal. electrice	11—12	Activitate fictivă
0—4	Aprovizionarea cu timplărie	12—13	Probe tehnologice
0—5	Săpături fundații utilaje	13—15	Întrerupere 75 zile pentru campanie fabricație
0—10	Instal. ventilații	13—14	Finisaje exterioare
0—13	Sapă egalizare montare plăci autoclavizate și hidroizolații	14—15	Activitate fictivă
1—3	Activitate fictivă	15—16	Montaj utilaj linia Lang
2—3	Activitate fictivă	16—17	Completări lucrări construcții
3—10	Placaj ceramic	16—18	Racorduri electrice la utilaj
4—10	Montaj ferestre prefabricate	16—19	Pardoseli finite linie Lang
5—6	Betonare fundații	17—19	Activitate fictivă
6—7	Pardoseli brute	18—19	Activitate fictivă
7—8	Izol. și șapă pardoseli	19—20	Rodaj linie Lang
8—9	Montaj utilaj	20—21	Probe tehnologice linie Lang
9—10	Pardoseli finite		

Lucrarea a început la 10.III. a. c.

La 14.IV. a.c. s-a făcut o examinare a graficului-rețea, constatîndu-se că sînt unele mici devansări (ex. : zidăria de protecție, zidăria mixtă, fundații stîlpi zona J-M etc.). De asemenea la 10.V. a.c. s-a făcut o nouă actualizare, constatîndu-se că lucrările pe drumul critic se execută în limitele termenelor din graficul-rețea, cu excepția cofrării cadrelor marginale (care au avut mici depășiri — recuperabile) ; la unele activități necritice sînt lucrări în devans (ex. : zidăria mixtă este executată). S-au atacat alte lucrări, ce erau prevăzute mai tîrziu, din cauza unor defecțiuni la excavator în timpul cît executa săpătura subsolului.

Analiza graficului-rețea a permis să se tragă concluzia că se vor înregistra în perioada următoare unele întîrzieri pe drumul critic (cadre de beton armat) și s-au luat măsuri pentru recuperare pînă la timpii 103—106 (respectiv pînă la începutul lunii iulie a. c.).

c) Sera de 6 ha și sediul de brigadă la Complexul G.A.S. Ploiești

Ceea ce merită să fie reținut este că la acest complex de sere, de 51 ha, se aplică metoda la obiectul principal (care se repetă), adică sera de 6 ha și o utilitate : sediu de brigadă, obiecte care însumează 76% din valoarea totală a complexului.

Sera de 6 ha

Scheletul metalic, care constituie elementul de rezistență, este format din cadre metalice cu stîlpi din profile I și căpriori din profile T și reazemă pe stîlpișori din beton armat prefabricat.

Scheletul pereților exteriori reazemă pe o fundație continuă. Între elementele metalice se montează geamuri de 4 mm pentru acoperiș și 3 mm pentru închiderea laterală. Sera are trei trasee de alei, două longitudinale și una transversală.

Sera are prevăzută o încălzire de sol, îngropată, instalație de încălzire a aerului, instalație de irigare și ventilație.

Pentru realizarea acestui grafic-rețea s-a procedat în modul următor :

S-a stabilit tehnologia de execuție a lucrării, constatîndu-se că sînt 31 de activități de bază (infrastructura, montaj schelet metalic, săpături instalații de încălzire a solului etc.) ; tehnologia de execuție impune ca cea mai mare parte din activități să se împartă pe sectoare și să se permită începerea unei activități ulterioare, înaintea terminării integrale a celei anterioare. Pe graficul rețea s-a desenat împărțirea halei în sectoare de lucru, pentru fiecare activitate de bază, aceasta permițînd o ușoară înțelegere și urmărire.

Este cazul tipic ai unei lucrări repetative. Pe o suprafață de 6 ha se repetă aceleași lucrări ; de asemenea se mai execută încă patru sere a 6 ha.

Activitățile de bază au fost împărțite în activități propriu-zise ; exemplu : activitatea de bază 1 — infrastructura — s-a împărțit în 11 sectoare, respectiv 11 activități (1 a ... 1 k), activitatea 25, rame ventilații + montaj geam, s-a împărțit în patru sectoare, respectiv patru activități (25 a ... 25 d) etc.

Prin încercări succesive s-a ajuns la forma definitivă a graficului-rețea ; determinarea duratelor s-a făcut pe bază de cantități, norme, formații de lucru și utilaje disponibile, iar stabilirea drumului critic s-a făcut pe bază de tabel, cu verificare pe graficul-rețea.

Graficul-rețea are un număr de 265 activități, dintre care 81 activități fictive ; din total, pe drumul critic, sînt 68 activități, adică 25,6%. Dintre activitățile mai importante pe drumul critic se pot menționa : lucrările de infrastructură (50% din lucrări), drumuri, montare geamuri (100%) ; se remarcă că instalațiile au rezerve de timp. Lucrarea, care se urmărește după graficul-rețea, a început la 24.III. a. c., a avut o durată de 110 zile lucrătoare și s-a terminat conform planului de stat la 31.VII, a. c.

La graficul-rețea s-a marcat și un mod de cuplare (nod 31), după care se pot începe lucrările la o nouă seră de 6 ha, cu formațiile care au executat operațiunea cu specific asemănător la sera anterioară. Începerea altei sere la un interval așa de scurt, una după alta, este împiedicată de concentrarea de mijloace, care nu pot ține un asemenea pas.

La verificările care se fac săptămînal pe șantier, asupra stadiului lucrărilor, s-a constatat respectarea termenelor sau mici întîrzieri recuperabile.

Sediul de brigadă

Acest obiect cuprinde vestiarele, grupul sanitar și magaziile necesare muncitorilor horticoli care lucrează la două sere a 6 ha, precum și spațiu acoperit pentru diverse utilaje, birouri pentru ingineri și șefi de brigadă.

Clădirea-parter se realizează din cărămidă eficientă cu chesoane prefabricate.

Lucrarea a fost împărțită pe tronsoane, conform tehnologiei de execuție. Pe planșa din graficul-rețea s-au indicat și schemele tehnologice.

Graficul-rețea are un număr de 136 activități, dintre care 42 fictive ; din total, pe drumul critic, sînt 54 activități, adică 39,6% (procent apreciabil).

Dintre activitățile mai importante pe drumul critic se pot menționa : săpăturile în spații înguste (70%), executarea fundațiilor, zidăria de cărămidă (100%), învelitori (70%).

Rezervele de timp ating valori maxime de 44 zile (pentru un număr mic de activități).

Termenul de execuție, 117 zile lucrătoare, este relativ scurt (adică 4 luni și 12 zile).

* * *

Trustul 1 construcții-București își propune să aplice această metodă și la o altă serie de lucrări, cum sînt : magazie borhot la Fabrica de zahăr-Buzău, dezvoltarea Uzinei Republica, Institutul politehnic etc.

Fără a se fi terminat toate lucrările la care se aplică această metodă, se pot trage unele concluzii preliminare :

— este absolut necesar ca acțiunea de introducere a metodei drumului critic să se bucure de un sprijin efectiv din partea conducerii unității care o aplică — situație realizată de altfel la trustul nostru — cît și din partea personalului tehnico-ingineresc ;

— aplicarea metodei presupune în general asigurarea cu mijloacele necesare conform programărilor, în vederea respectării duratelor de execuție prevăzute în graficul-rețea ; dereglările dese (ca urmare a lipsurilor de mijloace, greutăți în asigurarea cu forță de muncă etc.) duc la reactualizări repetate ale graficului. Graficul rețea întocmit cu metoda drumului critic nu este rigid, el putînd să se adapteze unor noi situații create ; nu trebuie însă să-l facem un grafic-rețea de consemnare a dereglărilor ;

— abordarea aplicării metodei să fie făcută cu toată seriozitatea ; trebuie să fie în prealabil cunoscută și înțeleasă metoda și avantajele ei, la unitatea care o aplică ; în caz contrar vor exista obstacole în obținerea de rezultate bune și se poate compromite o idee prețioasă. Munca de asimilare a metodei este o problemă de timp și perseverență ;

— este necesară o reîmprospătare a cunoștințelor matematice, cît și o inițiere în cercetarea operațională, statistică economică, calcul cu mașini electronice etc. ;

— față de graficul calendaristic, întocmirea și urmărirea graficului-rețea presupune o muncă suplimentară, apreciabilă ; este necesar ca pentru munca aceasta deosebită (și care poate însuma sute de ore), să fie cointeresați material cei care prestează această muncă, respectiv cei care întocmesc și urmăresc graficele (cu atît mai mult cu cît întocmirea graficelor rețea nu reprezintă obligație de serviciu) ;

— superioritatea metodei nu se materializează în avantaje ușor calculabile, ele nu sînt totdeauna ușor de evidențiat ; se așteaptă de la metodă rezultate imediate, spectaculoase, ceea ce nu se poate realiza în etapa actuală de experimentări ;

— calitatea unui grafic-rețea poate fi apreciată, pe de o parte prin existența unor rezerve cît mai mici, și pe de altă parte prin marcarea pe drumul critic a unui număr cît mai mare de activități ; este evident că în acest caz avem un grafic-rețea mai rigid, mai ușor dereglabil, dar și cu termen de execuție mai scurt ;

— să nu se considere că metoda drumului critic este o metodă care prin ea însăși rezolvă problemele, să nu fetișizăm metoda. Ea nu înlocuiește munca de conducere, introduce doar calcule și prevederi în locul intuiției conducătorului.

Unitatea noastră a aplicat sistemul de reprezentare a activităților prin săgeți, considerîndu-l mai sugestiv, cît și datorită faptului că majoritatea literaturii străine este pe acest sistem (deci o mai ușoară documentare). Urmărirea execuției lucrărilor se face direct pe graficul-rețea, renunțîndu-se la graficul calendaristic cu rezerve.

Prin modul cum am început aplicarea primelor planificări în sistem rețea, am căutat ca fiecare subunitate a trustului să aibă propria sa experiență ; astfel grupurile 101, 102, 103 au fiecare cîte o aplicație ; urmează celelalte subunități care au graficerețea în pregătire.

Pe baza experienței noastre, cît și a studierii diferitelor materiale referitoare la metoda drumului critic, putem face unele propuneri care să ajute la extinderea aplicării acestei metode :

— este necesar să existe obligativitatea întocmirii graficelor-rețea de către proiectant și constructor de la faza P.A., ca piesă a proiectului de organizare ;

— în cadrul unităților de execuție să existe un colectiv care să urmărească însușirea teoretică a metodei, să îndrume întocmirea și urmărirea graficelor-rețea la șantiere, pînă la asimilarea și introducerea metodei în practica curentă ;

— fixarea de către organele superioare a duratelor de execuție să rezulte din analiza unui număr de grafice-rețea (a unor variante) ;

— eșalonarea de mijloace la nivel de șantier, grup, trust, minister să se facă în funcție de însumarea a ceeea ce rezultă din graficele-rețea ; o eventuală corectură a lor, la nivel central, va duce la unele modificări, puneri de acord, în graficele-rețea ale obiectelor ; acest lucru este absolut necesar, ținînd seama că, în sistemul economiei socialiste planificate, organizarea unei întreprinderi face parte organic dintr-un sistem unic la nivelul economiei naționale, în corelație directă cu alte întreprinderi, obligate să asigure mijloacele necesare în cantități, de calitate și la termenele fixate de planul de stat ;

— la o serie de lucrări tip sau care se repetă se pot face grafice-rețea-tip ; de asemenea, există posibilitatea ca pentru unele părți de lucrări să se facă grafice-rețea, care prin asamblare duc la realizarea graficului-rețea total ; în acest scop, fișele tehnologice pot juca un rol important, stînd la baza graficului-rețea, fundamentîndu-l tehnic ;

— este necesar să se treacă, sub îndrumarea INCERC, la aplicații de optimizări cu criteriul „COST“ ; de asemenea și să studieze posibilitatea urmăririi statistice a unor durate probabilistice, în vederea aplicării metodei „PERT“ ;

— sînt necesare schimburi de experiență, sesiuni de comunicări pentru aplicațiile metodei drumului critic la noi în țară, eventual documentare și în străinătate, în ce privește aplicarea metodei ;

— înzestrarea cu mașini electronice capabile să rezolve calculele necesare, deoarece la grafice-rețea cu peste 500 activități, calculele obișnuite devin greoaie.

★

În concluzie, aplicarea metodei drumului critic este utilă și trebuie despuse eforturi, la nivel central și la întreprinderi, pentru generalizarea aplicării ei. Fiind o metodă de gîndire ordonată, științifică, a execuției lucrărilor, rezultatele nu vor întîrzia să apară pe măsura aplicării ei în practică.

Alcătuirea și calculul grinzilor compuse „oțel-beton“

Prof. ing. D. Mateescu, conf. ing. V. Bota

1. GENERALITĂȚI

Paralel cu structurile de oțel și de beton armat, folosite la construcția podurilor, halelor industriale sau clădirilor etajate, s-au realizat și structuri de oțel combinate cu dale de beton armat. În timpul exploatării acestor structuri, s-a constatat că ele pot suporta o încărcare mult mai mare decît cea calculată în ipoteza că fiecare material lucrează separat.

Observații mai atente au arătat că cele două materiale conlucrează ; eforturile unitare în grinzile de oțel sînt mai mici decît cele calculate, pe cînd betonul în unele zone este fisurat, iar în altele puternic comprimat. Conlucrarea celor două materiale, prin împiedicarea alunecării pe suprafața de contact a dalei și grinzii de oțel, era realizată prin suprafața neregulată creată de capetele de nit, folosite la alcătuirea grinzilor de oțel.

Pentru evitarea fisurilor din dala de beton armat, s-a căutat, în primul rînd, a se asigura lucrul independent al celor două elemente de construcție. Constructorii japonezi au fost primii care și-au fixat atenția asupra înlăturării acestor inconveniente, prin asigurarea conlucrării celor două elemente, obținînd în plus o reducere a eforturilor unitare din grinda de oțel și a deformațiilor [12]. Astfel apar noi elemente de construcție, grinzile compuse „oțel-beton”.

Se poate considera că din anul 1929 a început dezvoltarea structurilor „oțel-beton”. Cu toate acestea, primele indicații pentru proiectarea podurilor cu structuri compuse „oțel-beton” apar numai în anul 1944 [8]. Numai în ultimii 15 ani au fost începute studii mai sistematice pentru stabilirea comportării acestor structuri.

Structurile realizate cu grinzi compuse sînt economice, motiv pentru care se folosesc tot mai mult. Metodele de calcul și rezistențele admisibile sînt diferite de la țară la țară și normele oficiale pentru proiectarea acestor structuri au apărut în U.R.S.S., Canada, S.U.A., Germania și Anglia.

Întrucît, pînă în prezent, la noi în țară nu se folosesc astfel de structuri și nu au apărut lucrări de specialitate, care să indice stadiul actual al cercetării și proiectării, ne propunem să arătăm aceasta, în cele ce urmează.

2. ELEMENTE CONSTRUCTIVE

2.1. Elementele și avantajele grinzilor compuse. Conlucrarea dalei de beton armat cu grinda de oțel este asigurată cu ajutorul unor piese metalice de dimensiuni mici, fixate de

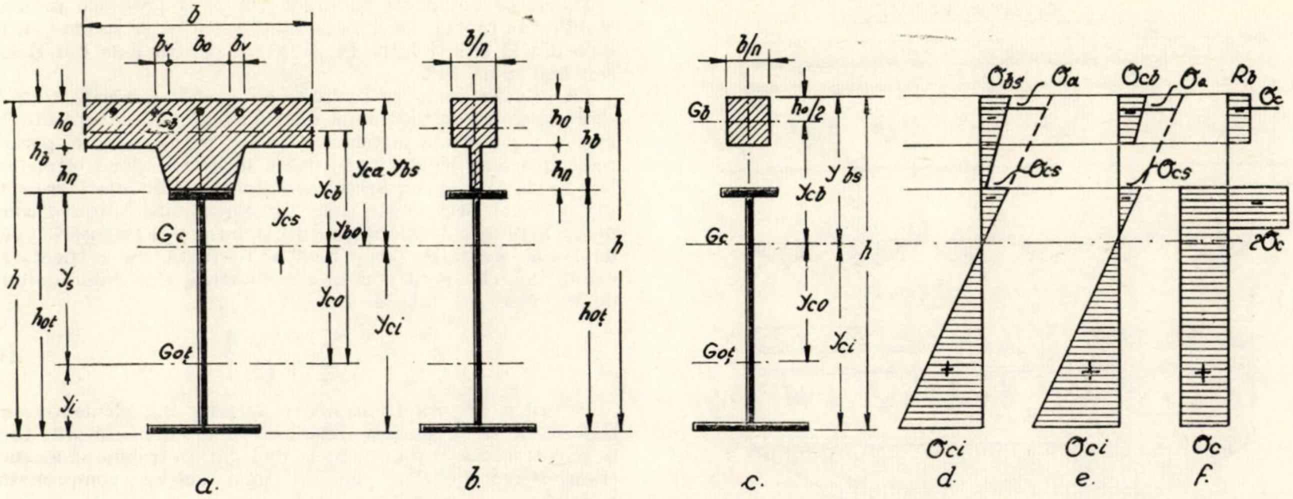


Fig. 1. Grindă compusă cu axa neutră în grinda de oţel
a – secţiune transversală; b, c – secţiuni transversale transformate; d, e, f – ipoteze de repartizare a eforturilor unitare

talpa superioară a grinzii de oţel şi înglobate în dala de beton, sau cu ajutorul buloanelor de înaltă rezistenţă. Aceste elemente de legătură transmit eforturile de lunecare de la dala de beton armat la grinda de oţel, împiedicînd alunecarea pe suprafaţa de contact. Prin urmare, o grindă compusă cuprinde trei elemente principale : (1) grinda de oţel, (2) dala de beton armat şi (3) elemente de legătură.

Avantajele grinzilor compuse „oţel-beton" constau în:

— utilizarea raţională a celor două materiale : betonul armat în zona comprimată, unde, pentru oţel, apare curent fenomenul de pierdere a stabilităţii, şi oţelul, în zona cu eforturi de întindere, la care betonul nu rezistă ;

— utilizarea dublă a dalei de beton armat, atît ca element de distribuţie a încărcării în sens transversal, cît şi ca parte componentă a grinzii longitudinale;

— rezervă de rezistenţă, pînă la dezvoltarea momentului plastic total, mai mare cu circa 30–40% faţă de a grinzilor de oţel;

— rigiditatea sporită a structurilor faţă de cele metalice sau faţă de cele compuse, realizate însă fără conlucrare;

— economia de oţel şi posibilitatea de folosire economică a profilelor laminate pentru deschideri mari ;

— reducerea înălţimii totale a grinzii, element foarte important la poduri sau la clădiri etajate.

2.2. **Metode de execuţie.** În funcţie de metodele de execuţie, se pot alcătui grinzi compuse „oţel-beton" cu sau fără eforturi iniţiale. În cele ce urmează, ne vom referi numai la sistemele de execuţie a grinzilor simplu rezemate fără eforturi iniţiale.

În practică, apar frecvent două tipuri de grinzi din această categorie :

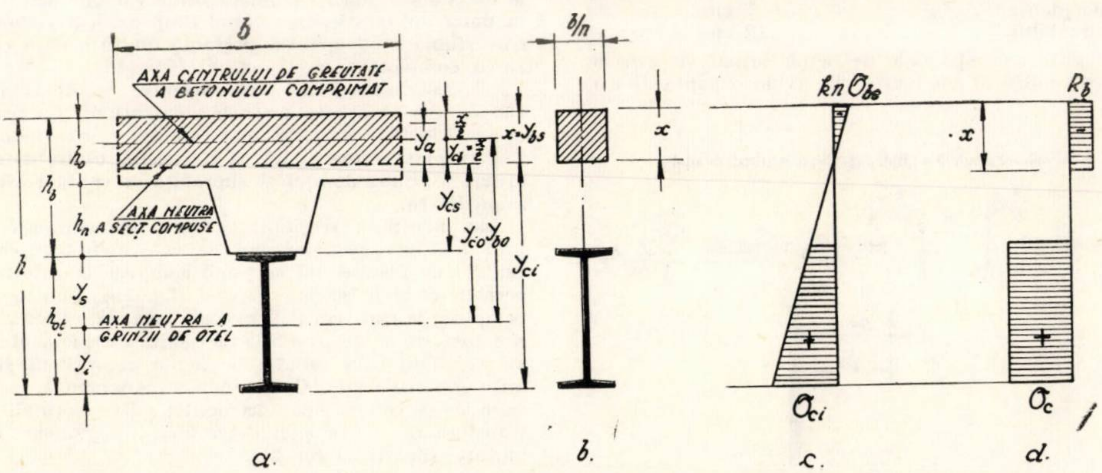
a) grinzi compuse fără sprijiniri, tip I, la care turnarea dalei de beton armat sau montarea ei din elemente prefabricate se face fără ca grinzile metalice să fie susţinute în puncte intermediare ;

b) grinzi compuse cu sprijiniri, tip II, la care turnarea dalei de beton armat sau montarea prefabricatelor se face în timp ce grinzile metalice sînt sprijinite intermediar, pînă la întărirea betonului sau a fixării prefabricatelor.

Preluarea încărcării permanente se face diferit la cele două tipuri de grinzi. La grinzile compuse fără sprijiniri se deosebesc două faze de solicitare. În prima fază, pînă la întărirea betonului sau monolitizarea plăcilor prefabricate, încărcările verticale provenite din greutatea proprie a grinzii metalice, greutatea dalei de beton armat şi greutatea cofrajelor, sînt preluate numai de grinda de oţel. În faza a doua, cînd dala de beton armat şi grinda metalică formează o secţiune compusă, încărcările, provenite din îmbrăcămintea părţii carosabile sau din pardoseala planşeului şi din încărcările utile, sînt preluate de secţiunea compusă.

La grinzile compuse cu sprijiniri se deosebesc trei faze de lucru (fig. 3). În prima fază, grinda metalică, considerată continuă pe sprijinirile intermediare, preia încărcările din greutatea ei proprie, greutatea dalei de beton neîntărite sau nemonolitizate şi greutatea cofrajelor (fig. 3 a); în faza a doua, cînd betonul este întărit suficient, după eliminarea sprijinirilor, secţiunea compusă preia încărcarea din forţele concentrate egale cu reacţiunile reazemelor temporare, acţio-

Fig. 2. Grindă compusă cu axa neutră în dala de beton armat
a – secţiune transversală; b – secţiune transversală transformată; c, d – ipoteze de repartiţie a eforturilor unitare


b
AXA CENTRULUI DE GREUTATE A BETONULUI COMPRIMAT
AXA NEUTRA A SECT. COMPUSE
AXA NEUTRA A GRINZII DE OTEL
ho
hb
hn
h
ys
hot
yi
x/2
ya
yd = x/2
x = ybs
ycs
yco
ybo
yci
b/n
x
kn σbs
Rb
σci
σc
a.
b.
c.
d.

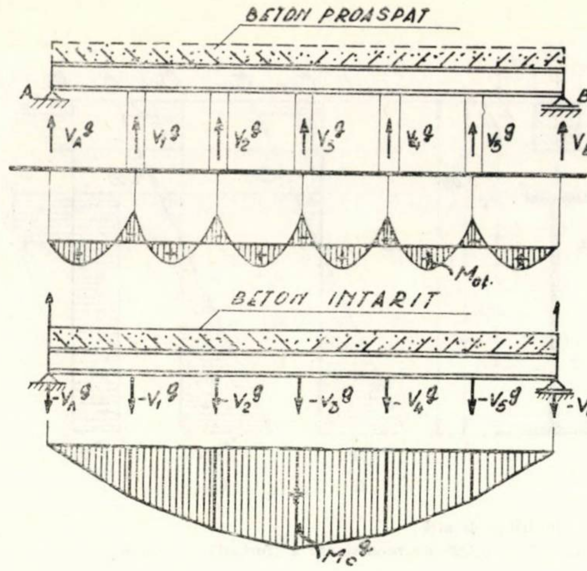


Fig. 3. Momente de încovoiere în grinda compusă cu sprijiniri
a — momente de încovoiere în grinda de oțel cu sprijiniri; b — momente de încovoiere în grinda compusă din reacțiunile sprijinirilor

nînd în sens opus (fig. 3 b), iar în faza a treia, după întărirea completă a betonului, secțiunea compusă preia suplimentar încărcarea provenită din îmbrăcămintea dalei de beton și din încărcarea utilă. Scoaterea sprijinirilor intermediare este admisă numai cînd betonul a atins 75% din rezistența cubică la 28 zile.

Grinzile compuse cu sprijiniri sînt recomandate totdeauna la execuția clădirilor etajate și a halelor cu înălțime relativ mică. În cazul podurilor însă, economia de oțel poate fi compensată prin costul sprijinirilor, care poate fi chiar mai mare la podurile cu sprijiniri greu accesibile.

2.3. **Alcătuire constructivă.** Grinzile de oțel pot fi realizate din profile laminate I, din grinzi sudate cu inimă plină sau nituite și din grinzi cu zăbrele. Secțiunile nesimetrice ale grinzii metalice sudate sau nituite precum și cele realizate prin aplicarea unei platbande pe talpa inferioară a profilelor I laminate conduc la structuri mai economice. Platbanda superioară a grinzilor nituite sau sudate nu trebuie să fie prea subțire, ca să nu se deformeze în punctele de fixare a legăturilor pentru împiedicarea lunecării. Grosimea minimă este de cel puțin 1/10 din lățimea liberă (fig. 4), [5]. Realizarea constructivă a grinzii de oțel se face pe baza solicitărilor rezultate ca element al structurii compuse, respectînd normele valabile pentru poduri sau construcții metalice.

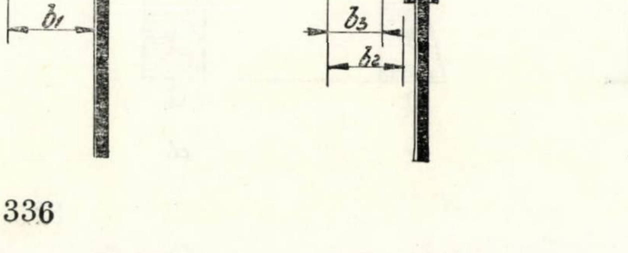
Dala de beton armat. Grosimea dalei de beton armat rezultă, în general, din calculul ei în sens transversal, ca o placă rezemată pe grinzile de oțel.

Grosimea minimă a dalei la construcții industriale și clădiri etajate este de [5] :

— dală de acoperiș . . . . 5 cm ;
— dală de planșeu . . . . 7 cm ;
— dală circulabilă . . . . .12 cm.

Deasupra grinzii de oțel dala de beton armat va avea o grosime de cel puțin 10 cm, îngroșările avînd o pantă de cel puțin 1 : 3.

Fig. 4. Grosimea minimă a tălpii superioare a grinzii de oțel



Dalele de beton ale podurilor vor avea grosimea minimă stabilită în funcție de clasa podului, între 16 și 20 cm pentru dale din B 300 și între 14 și 18 cm pentru dale din B 450 sau mai mult [4].

La grinzile compuse realizate cu profile laminate (fig. 2) se recomandă ca totdeauna dala de beton să se execute cu îngroșări pe grinda metalică. Acestea, pe de o parte, permit realizarea unei legături mai bune între cele două elemente, iar, pe de altă parte, brațul cuplului forțelor interioare este mai mare și, deci, crește capacitatea portantă a grinzii compuse. Înălțimea totală a grinzii compuse și a îngroșării dalei de beton armat se recomandă a fi luată cu respectarea condițiilor (1), pentru a limita valoarea eforturilor unitare de întindere în dala de beton :

$$\left.\begin{aligned} h &\leqslant 2{,}5\ h_{ot} \\ h_n &\leqslant 1{,}5\ h_0 \end{aligned}\right\} \qquad (1)$$

Pentru a asigura transmiterea forțelor din elementele de legătură în dală, aceasta trebuie să aibă suficientă armătură în sens transversal și elementele de legătură trebuie să asigure transmiterea forțelor pînă în zona activă, comprimată, a dalei.

Elementele de legătură. Pentru asigurarea conlucrării dalei de beton armat cu grinda de oțel, pe suprafața de contact, se vor prevedea elemente de legătură metalice, capabile să preia lunecarea longitudinală ce apare pe această suprafață. Aceste elemente de legătură trebuie astfel calculate și executate încît să permită încărcarea grinzii pînă la apariția momentului plastic în secțiunea cea mai solicitată, fără a se produce alunecări însemnate între dală și grindă.

3. MATERIALE

3.1. **Oțelul.** Materialul folosit la alcătuirea grinzii de oțel va îndeplini condițiile cerute de normele valabile pentru poduri metalice, respectiv pentru construcții metalice, în funcție de natura construcției, nituite sau sudate. În orice caz, talpa superioară a grinzii de oțel se va executa din material cu bune calități de sudabilitate, pentru a permite fixarea prin sudură a elementelor de legătură.

Elementele de legătură, sub forma ancorelor din oțel rotund, se vor executa din oțel rotund OL 38. Chiar dacă se folosește o calitate de oțel superioară, nu se va lucra decît cu rezistențele admise pentru OL 38, pentru ca alungirea lor să fie cît mai mică.

3.2. **Betonul.** Betonul folosit pentru dală trebuie să fie de calitate superioară. Se recomandă folosirea betoanelor de marcă B 250, B 300, B 400, B 600. La dalele podurilor se recomandă utilizarea betoanelor de marcă cel puțin B 300. Betoanele de mărci superioare, B 400 și B 600, vor fi utilizate numai cu un control sever al calității și numai de întreprinderi care au cîștigat o experiență în executarea lor.

4. BAZELE CALCULULUI GRINZILOR COMPUSE „OȚEL-BETON"

Teoriile de calcul al secțiunilor compuse „oțel-beton", supuse la încovoiere, sînt bazate în general pe teoriile de calcul al betonului armat. Pe lîngă teoriile valabile pentru solicitări în domeniul elastic, în ultimul timp au fost elaborate teorii care stabilesc capacitatea portantă limită o dată cu plasticizarea completă a unei secțiuni [7], [14].

4.1. **Teoria secțiunii transformate,** valabilă în domeniul elastic, este adaptată de la betonul armat. La baza ei stau aceleași ipoteze simplificatoare admise pentru betonul armat [3]. În plus, se presupune că alunecarea dintre dala de beton armat și grinda de oțel pe suprafața de contact este complet împiedicată.

Axa neutră a secțiunii compuse transformate, obținută prin folosirea coeficientului de echivalență n, coincide cu centrul de greutate al secțiunii compuse transformate, dacă aceasta cade în grinda de oțel (fig. 1b). Pentru secțiunile compuse, la care axa neutră trece prin dală (fig. 2b), poziția ei se determină din condiția de egalitate a momentelor statice ale secțiunii transformate de beton comprimat și a secțiunii grinzii de oțel. Cunoscîndu-se axa neutră, se pot determina caracteristicile geometrice ale secțiunii compuse transformate și se pot determina diagramele eforturilor unitare (fig. 1d și fig. 2c).

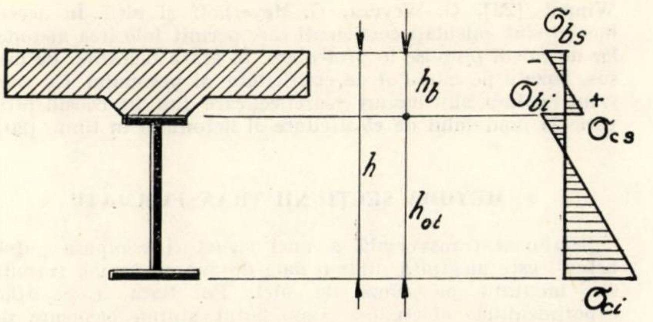


Fig. 5. Diagrama eforturilor unitare cu alunecare pe suprafaţa de contact

În urma verificării experimentale a acestei teorii, s-a constatat că există totdeauna o oarecare alunecare pe suprafaţa de contact dintre dala de beton armat şi grinda de oţel, care modifică numai cu puţin diagrama de eforturi unitare, determinată în ipoteza alunecării împiedicate (fig. 5). Din această cauză teoria dă rezultate cu aproximaţie bune, fiind acceptată în proiectare.

4.2. **Teoria secţiunii compuse, cu cedarea legăturilor,** valabilă numai în domeniul elastic, a fost elaborată, luînd în consideraţie alunecarea inerentă pe suprafaţa de contact dintre cele două materiale. Mărimea acestei alunecări depinde de efortul din elementele de legătură şi de rigiditatea lor.

Variante ale acestei teorii sînt date în lucrările indicate în [14] sau în lucrarea prof. F. Stüssi [7].

Soluţia dată de Stüssi porneşte de la ipoteza că repartizarea momentului total la dala de beton armat şi la grinda de oţel, considerate fără legături, se face proporţional cu rigiditatea lor. Momentul final în fiecare element se obţine adunînd în plus momentul produs de eforturile din legături. Pentru determinarea eforturilor în legături se admite că:

a) mărimea alunecării permise de o legătură este direct proporţională cu încărcarea transmisă;

b) deformaţiile de încovoiere a dalei şi a grinzii de oţel sînt egale pe suprafaţa de contact în punctele de legătură.

Scriind aceste condiţii se obţine un sistem de ecuaţii liniare, al căror număr este egal cu numărul legăturilor. Prin rezolvarea lor se obţin eforturile în legături şi apoi momentele suplimentare. Rezultatele obţinute în [7], calculînd momentele numai la mijlocul distanţei dintre legături, sînt indicate în figura 6 comparativ cu teoria secţiunii transformate. De aici rezultă că eforturile unitare marginale sînt mai mari decît cele calculate prin teoria secţiunii transformate, cu toate că legăturile nu s-au distrus şi cele două elemente au conlucrat în condiţii foarte bune. Complexitatea calculelor le face însă utilizabile numai în scopul cercetărilor.

4.3. **Teoria stărilor limită.** Starea limită de rezistenţă a grinzilor compuse „oţel-beton" este definită prin atingerea efortului unitar de curgere (σ_c), în una din fibrele extreme ale grinzii de oţel sau a rezistenţei la compresiune a betonului (R_b) [25]. Curba caracteristică reală a betonului a fost înlocuită cu una simplificată, de tipul curbei caracteristice a oţelului (fig. 7). Dacă eforturile unitare limită (σ_c), respectiv (R_b), se ating simultan în grinda de oţel şi dala de beton armat sau numai în talpa inferioară a grinzii de oţel, verificarea eforturilor unitare se face cu aceleaşi relaţii ca şi în metoda secţiunii transformate. Există o deosebire numai a coeficienţilor condiţiilor de lucru pentru talpa superioară a grinzii de oţel. Această situaţie este definită: cazul A al stării limită de rezistenţă (fig. 8A).

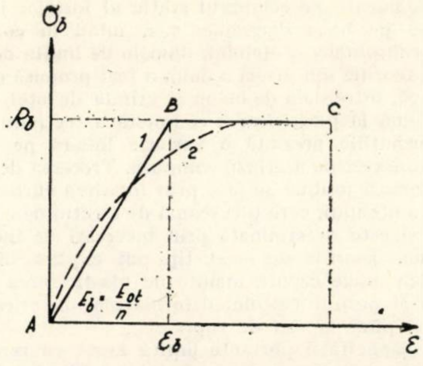


Fig. 7. Curba caracteristică a betonului la compresiune
1 – curba simplificată; 2 – curba reală

În anumite situaţii (grinzi metalice de înălţime redusă, lăţime mică a plăcii de beton aferente, mărci de beton reduse), se poate atinge întîi rezistenţa la compresiune a betonului din dală (R_b), fără ca eforturile unitare în armătură şi grinda de oţel să ajungă la limita de curgere. În acest caz, calculul se poate efectua pe baza curbei caracteristice simplificate a betonului (fig. 7), ceea ce conduce la o diagramă dreptunghiulară a eforturilor de compresiune în beton (fig. 8 B). Această situaţie este definită: cazul B al stării limită de rezistenţă.

Cazul C de stare limită de rezistenţă are loc cînd şi armătura longitudinală din dală ajunge la limita de curgere o dată cu betonul (fig. 8 C).

4.4. **Teorii de calcul în domeniul plastic.** Folosind teoriile valabile în domeniul elastic, se poate cunoaşte starea reală de solicitare a secţiunii, dar nu şi coeficientul de siguranţă real.

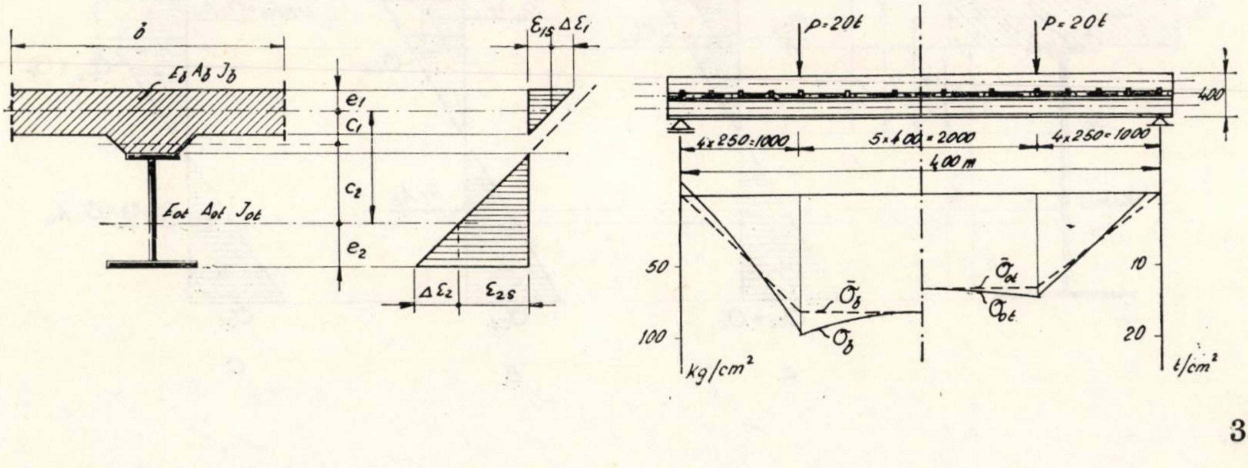
În acest scop, s-a încercat elaborarea unor teorii pentru stabilirea capacităţii portante limită a grinzilor compuse „oţel-beton", cu considerarea lucrului în domeniul plastic.

Acestea pot fi împărţite în:

a) Teorie bazată pe echilibrul static al forţelor interioare, determinate pe baza diagramei idealizate elastico-plastică (fig. 1 f şi fig. 2 d).

În general, capacitatea portantă reală este mai mare ca cea de calcul [24], cu excepţia cazurilor cînd apar alunecări mari pe suprafaţa de contact sau cînd secţiunea betonului ce lucrează la compresiune este foarte mică şi nu se poate realiza plasticizarea secţiunii. În aceste cazuri, teoria supraestimează capacitatea portantă.

Fig. 6. Eforturile unitare în grinzile compuse cu cedare
$\bar{\sigma}_b\ \bar{\sigma}_{ot}$ — eforturi unitare în ipoteze fără alunecare; $\sigma_b\ \sigma_{ot}$ — eforturi unitare cu influenţa cedării legăturilor



b) Teorii bazate pe echilibrul static al forţelor interioare, determinate pe baza diagramei σ-ε, luînd în consideraţie efectul de consolidare a oţelului, dincolo de limita de curgere. Una din teoriile din grupa a doua a fost propusă de Stüssi. S-a admis că, între dala de beton şi grinda de oţel, nu există alunecare pînă la plasticizarea completă a secţiunii compuse şi că deformaţiile prezintă o variaţie liniară pe înălţimea secţiunii transversale a grinzii compuse. Trecerea de la deformaţii la eforturi unitare se face prin folosirea curbei caracteristice σ-ε a oţelului, care ţine seamă de efectul de consolidare a oţelului şi este determinată prin încercări de întindere şi compresiune. Teoriile de acest tip pot explica distrugerea betonului, în unele cazuri, înainte de plasticizarea completă a secţiunii şi permit calculul deformaţiilor la orice mărime a încărcării pînă la cea de rupere.

Calculul capacităţii portante limită arată că rezervele de rezistenţă ale grinzilor compuse „oţel-beton" sînt mult mai mari decît ale grinzilor de oţel [15], [23], [24]. Astfel, o secţiune compusă „oţel-beton", realizată dintr-un profil asemănător cu I—30, şi o dală de beton armat de 15,2 × 122 cm, cu un coeficient de echivalenţă $n = 15$, comparată cu o grindă de oţel laminată, dacă se ia în consideraţie plasticizarea totală a secţiunii, prezintă caracteristici superioare, care rezultă din :

— coeficientul de formă de 1,55, pentru secţiunea compusă, şi 1,15, pentru grinda laminată de oţel ;

— raportul M_{p1}/M_{ad} egal cu 1,75, pentru grinda de oţel, şi 2,36, pentru secţiunea compusă ;

— creşterea modulului de rezistenţă a secţiunii compuse „oţel-beton" faţă de grinda de oţel cu 67 %, în domeniul elastic, şi cu 125 %, în domeniul plastic ;

— creşterea momentului plastic total cu 25 %, prin luarea în consideraţie a efectului de consolidare a oţelului după curgere.

Aceste caracteristici ale secţiunii compuse rămîn valabile pentru orice secţiune realizată din grinzi laminate de oţel, raportul M_{p1}/M_{ad} variind de la 2,20 la 2,50 [15].

Creşterea eficienţei secţiunii compuse, în domeniul elastic, se poate obţine prin folosirea grinzii metalice nesimetrice. Momentul plastic al secţiunii compuse nu depinde de metoda de execuţie a grinzii, valoarea lui fiind aceeaşi, atît pentru grinzile executate cu sprijiniri temporare, cît şi pentru cele executate fără sprijiniri.

Calculul secţiunilor compuse în domeniul plastic, luînd ca bază prima teorie, este foarte simplu, dînd pentru momentul plastic valori ceva mai mici decît cele reale şi permiţînd realizarea unor economii de material.

4.5. Teorii privind influenţa contracţiei, curgerii lente şi variaţiei de temperatură. Pe lîngă eforturile unitare din încărcări verticale, în grinzile compuse „oţel-beton", apar eforturi unitare şi din variaţiile de temperatură, contracţia dalei de beton şi curgerea lentă a betonului. Atît teoriile elaborate, cît şi cercetările experimentale arată că, la structuri static determinate, acestea influenţează eforturile unitare numai în domeniul elastic, neavînd nici o influenţă asupra momentului plastic, care defineşte capacitatea portantă limită. Cercetări teoretice şi experimentale asupra curgerii lente şi contracţiei au fost efectuate de Sattler [9], Fritz [16], Wippel [22], G. Wrycza, G. Meyerhoff şi alţii. În aceste lucrări sînt calculaţi coeficienţi care permit folosirea metodelor de calcul propuse în proiectare. În afara lucrărilor de mai sus, bazate pe modulul de elasticitate al betonului E_b constant în timp, sînt lucrări teoretice care iau în consideraţie variaţia modulului de elasticitate al betonului în timp [20].

5. METODA SECŢIUNII TRANSFORMATE

Secţiunea transversală a unei structuri compuse „oţel-beton" este alcătuită dintr-o dală de beton armat turnată sau montată pe grinzi de oţel. Pe baza cercetărilor experimentale efectuate, s-au putut stabili elemente de ordin constructiv pentru determinarea secţiunii transversale de calcul.

După poziţia axei neutre putem avea :

— grinzi compuse tip „A", la care axa neutră trece prin grinda de oţel ;

— grinzi compuse tip „B", la care axa neutră cade în dala de beton. Formulele de calcul diferă pentru cele două tipuri, deoarece, la primul tip, întreaga secţiune de beton este comprimată, pe cînd, la al doilea tip, partea inferioară a dalei de beton este întinsă şi nu se ia în calcul.

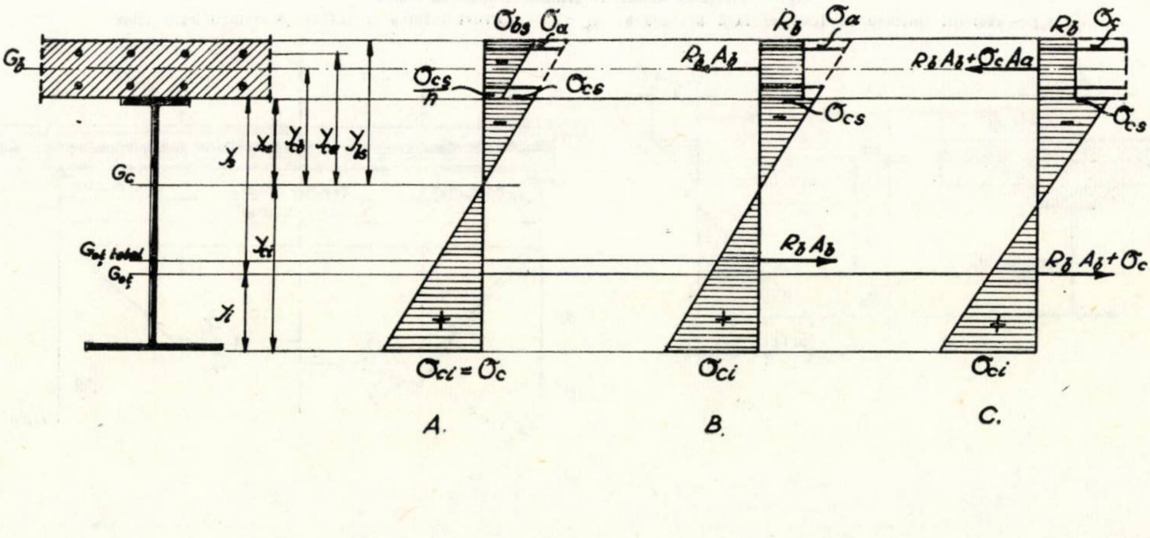
Înălţimea grinzii de oţel se stabileşte pe considerente de economie de material, dacă nu este impusă din condiţii de gabarit. În funcţie de metoda de execuţie a grinzii compuse, grinda de oţel trebuie să fie capabilă de a prelua încărcările ce îi revin pînă la întărirea dalei de beton. Dala de beton armat este solicitată pe două direcţii perpendiculare, din efectul de dală şi din efectul de conlucrare cu grinda de oţel. Grosimea ei rezultă din efectul de dală, calculată după metodele betonului armat, fără a lua în consideraţie conlucrarea cu grinda de oţel [5], [15]. Prin respectarea condiţiilor privitoare la îngroşarea dalei pe grinda de oţel şi prin armarea ei corespunzătoare, se va limita deschiderea fisurilor sub sarcini de exploatare, încît să se asigure o bună ancorare în dala de beton armat a legăturilor care împiedică alunecarea dalei faţă de grinda metalică.

La calculul grinzii compuse „oţel-beton", lăţimea de calcul a dalei de beton armat (b), determinată pe baze teoretice şi experimentale, pentru a nu avea eforturi unitare prea mari în dală, deasupra grinzii de oţel, este dată de tabelele 1 şi 2.

Valorile acestei lăţimi diferă între ele ; totuşi, pînă la stabilirea unor norme pentru ţara noastră, propunem să se folosească în proiectare valorile date în tabela 2, la punctele 1 şi 3, pentru poduri, şi cele date la punctele 6 şi 8, pentru construcţii.

Un parametru foarte important, care influenţează mărimea eforturilor unitare, este coeficientul de echivalenţă n. Modulul de elasticitate al oţelului folosit în construcţii metalice este considerat constant. Se ştie însă că, atît la profilele laminate, cît şi la cele sudate, datorită eforturilor reziduale din răcire sau sudură, curba caracteristică în apropierea limitei de curgere se apropie ca formă mai mult de cea a betonului (fig. 7). Acest fenomen atrage după sine reducerea modulului de elasticitate în apropierea limitei de curgere.

Fig. 8. Repartizarea eforturilor unitare pe secţiunea transversală în teoria stărilor limită



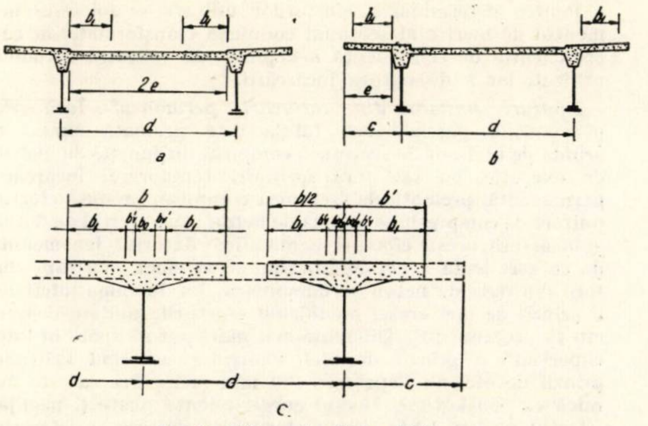


Fig. 9. Lățimea de calcul a dalei

Dala de beton armat, supusă la compresiune neuniformă, are în general toată secțiunea comprimată. Solicitările de compresiune fiind preponderente față de cele din încovoiere, în calcule se introduce modulul de elasticitate al betonului pentru solicitări de compresiune (tabela 3) [21], [25].

Tabela 1

Lățimea de calcul a dalei de beton după DIN 1078 (vezi și fig.9).

a) Grinzi cu moment de inerție constant

e/l	$\leqslant 0{,}05$	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	$>0{,}30$
b_1/e	1,00	0,89	0,78	0,68	0,58	0,50	—
b_1/l	—	—	—	—	—	—	0,15

b) Grinzi cu moment de inerție variabil

b/l	$\leqslant 0{,}05$	0,10	0,15	$>0{,}15$
b_1/e	1,00	0,80	0,60	—
b_1/l	—	—	—	0,09

l = deschiderea grinzii

Descreșterea modulului de elasticitate real al betonului, o dată cu creșterea eforturilor unitare, coincide cu descreșterea modulului de elasticitate al secțiunii de oțel, cînd eforturile unitare se apropie de limita de curgere, care se datorește eforturilor reziduale din grinda de oțel. Această coincidență face ca coeficientul de echivalență să se păstreze aproape constant pînă la atingerea limitei de curgere. Modulul de elasticitate al betonului dat în tabela 3, în funcție de rezistența betonului la 28 zile, se modifică cu vîrsta acestuia. Pentru a cunoaște însă starea de solicitare cît mai exactă a grinzii compuse, se recomandă a se determina valorile lui E_b, în funcție de vîrsta betonului, cînd se aplică încărcarea [12]. În tabela 4 sînt reproduse variația modulului de elasticitate și a coeficientului de echivalență în timp pentru un beton cu E_b (28) = 350 000 kg/cm².

Caracteristicile geometrice ale secțiunilor tip „A”. Axa neutră la aceste secțiuni trece prin grinda de oțel, situînd dala de beton armat în zona comprimată. Deoarece ea este în întregime activă, secțiunea echivalentă se poate realiza prin transformarea suprafeței dalei de beton într-o suprafață echivalentă de oțel, prin împărțire cu coeficientul de echivalență (fig. 1b). Suprafața secțiunii transformate este dată de relația :

$$A_c = A_{ot} + A_a + \frac{A_b}{kn}. \qquad (2)$$

Tabela 2

Lățimea de calcul a dalei de beton

Felul const.	Tipul grinzii	Nr.	Lățimea de calcul *b*.	Bibliogr.
I. Poduri	grinzi intermediare	1	$b \leqslant 0{,}25\ l$ $b \leqslant b_0 + 2b'_v + 2b_1$ (fig. 9) $b \leqslant d$ $b_1 = 6\ h_0$ (fig. 1)	[25]
		2	$b \leqslant 0{,}25\ l$ $b \leqslant 12\ h_0$ $b \leqslant d$	[8]
	grinzi marginale	3	$b = b/2 + b'$ (fig. 9 c) $b'\ 0 \leqslant 0{,}833\ l$ $b' \leqslant b_0/2 + b'_v + b_1$ $b' \leqslant c$ $b_1 = 6\ h_0$ b – se ia de la punctul 1.	[25]
		4	$b = b/2 + b'$ $b' \leqslant 0{,}0833\ l$ $b' \leqslant c$ $b' \leqslant 6\ h_0$ b – se ia de la punctul 2.	[8]
II. Construcții	grinzi intermediare	5	$b \leqslant 0{,}33\ l$ $b \leqslant b_0 + 2b'_v + 2b_1$ (fig. 9) $b \leqslant d$ $b_1 = 6\ h_0$	[18]
		6	$b \leqslant 0{,}25\ l$ $b \leqslant b_0 + 2b'_v + 2b_1$ $b \leqslant d$ $b_1 = 8\ h_0$	[15]
		7	– pentru grinzi cu : $\mathbf{h}_{ot} \leqslant 400$ mm și $q \leqslant 750$ kg/m² $b \leqslant 0{,}25\ l$ $b \leqslant d$ – pentru grinzi cu $q > 750$ kgf/m² sînt valabile valorile date în tabela 1.	[5]
	grinzi marginale cu dală pe o singură parte	8	$b \leqslant 0{,}0833\ l$ $b \leqslant b_0 + b'_v + b_1$ $b \leqslant d$ $b_1 = 6\ h_0$	[15]
	numai la planșee – grinzi intermediare	9	$b \leqslant d$ $b \leqslant 0{,}1666\ l$ $b \leqslant 1{,}5\ x$	
	numai la planșee – grinzi marginale	10	$b = b/2 + b'$ $b' \leqslant c$ $b' \leqslant 0{,}0833\ l$ $b' \leqslant 0{,}75\ x$ b – se ia de la punctul 9	[26]
			x = distanța de la secțiunea de calcul la cel mai apropiat reazem.	

Momentul de inerție al secțiunii compuse, în raport cu axa centrului de greutate, se determină cu relația :

$$I_c = I_{ot} + A_{ot}\, y^2_{c_o} + \frac{1}{kn}\, I_b + \frac{A_b}{kn}\, y^2_{cb} + A_a\, y^2_{ca}. \qquad (3)$$

Coeficientul k se introduce în relațiile (2) și (3) numai pentru luarea în considerație a influenței curgerii lente a betonului, sub încărcări de lungă durată.

Tabela 3

Moduli de elasticitate în kgf/cm²

Marca betonului	B. 250	B. 300	B. 400	B. 500	B. 600
Modulul de elasticitate al betonului E_b	290 000	315 000	350 000	370 000	400 000
Coeficientul de echivalență $n \approx E_{0t}/E_b$	7,25	6,75	6,00	5,50	5,25
Modulul de elasticitate al oțelului $E_{ot} = E_a$	2 100 000				

În [8] se arată că nervura de îngroșare a dalei de beton, deasupra grinzii de oțel, are o influență foarte mică asupra capacității portante a grinzii compuse, încît, pentru simplificarea calculelor, poate fi neglijată.

Determinarea caracteristicilor geometrice ale secțiunii compuse, prin metoda indicată mai sus, este admisă și pentru secțiunile compuse, la care axa neutră cade în dală, dacă este îndeplinită condiția :

$$\frac{h_{0t}}{h_0} > \frac{1}{3}\,\frac{A_b}{knA_{0t}}. \tag{4}$$

Prin aceasta se ușurează calculul acestor secțiuni, obținînd totuși valori suficient de exacte pentru eforturile unitare.

Caracteristicile geometrice ale secțiunilor tip „B”. Secțiunea transformată a grinzilor compuse „oțel-beton”, de tipul B, este alcătuită din secțiunea transformată de beton comprimat și secțiunea grinzii de oțel (fig. 2) :

$$A_c = A_{0t} + A_a + A + \frac{A_b}{kn}. \tag{5}$$

Poziția axei neutre se determină din relația :

$$x = \frac{k\cdot n\cdot A_{0t}}{b}\left[\sqrt{1 + \frac{2\,b\cdot(y_{bs} + y_{c0})}{k\cdot nA_{0t}}} - 1\right]. \tag{6}$$

Momentul de inerție al secțiunii active transformate, în raport cu axa neutră, se determină cu relația :

$$I'_c + A_{0t}\cdot y^2_{c_0} + \frac{bx^3}{3kn} + A_a\cdot y^2_{ca}. \tag{7}$$

Eforturile unitare în grinzile compuse „oțel-beton”, supuse la încovoiere, rezultă din :

1 — încărcări permanente ;
2 — încărcări utile ;
3 — contracție, curgere lentă și variație de temperatură.

Tabela 4

Variația lui E_b și n cu vîrsta betonului
$E_{b.28} = 350\,000$ kg/cm²

Vîrsta betonului	7 zile	28 zile	45 zile	90 zile	9 luni	6 ani	Bibliografie
$\dfrac{E_{b.t}}{E_{b.28}}$	0,76	1,00	1,06	1,11	1,18	1,28	[12]
n	7,9	6,0	5,7	5,4	5,1	4,7	

Pentru determinarea eforturilor unitare se folosește momentul de inerție al secțiunii compuse transformate, în care coeficientul de echivalență n depinde de calitatea betonului utilizat, iar k de natura încărcării.

Eforturi unitare din încărcări permanente. Încărcarea permanentă parțială sau totală este preluată numai de grinda de oțel sau de secțiunea compusă, în funcție de metoda de execuție, cu sau fără sprijiniri temporare. Încărcarea permanentă, preluată de secțiunea compusă, produce eforturi unitare de compresiune în dala de beton ; sub efortul de durată al încărcării, aceste eforturi se modifică datorită fenomenului de curgere lentă a betonului. Din acest efect, eforturile unitare din dala de beton se micșorează, iar în talpa inferioară a grinzii de oțel cresc, modificînd eforturile unitare doar cu cîteva procente [8]. Diferențe mai mari pot să apară în talpa superioară a grinzii de oțel. Pentru cazul cînd înălțimea grinzii de oțel nu depășește 400 mm și încărcarea este mai mică ca 750 kgf/m², efectul curgerii lente poate fi neglijat. Efectul curgerii lente asupra eforturilor unitare se determină prin metode aproximative, lucrînd cu un coeficient de echivalență n multiplicat cu un coeficient supraunitar k.

Eforturi unitare din încărcare utilă. Încărcarea utilă multiplicată cu coeficientul de impact este preluată de secțiunea compusă. Pentru poduri este considerată în mod uzual de scurtă durată, deci $k = l$, iar pentru restul construcțiilor poate fi și de lungă durată, de exemplu în cazul magaziilor, deci $k > l$. Proiectantul va aprecia dacă trebuie considerată încărcare de lungă durată întreaga încărcare utilă sau numai o parte din ea (eventual 1/2). În [5] se recomandă ca întreaga încărcare utilă, pentru acest gen de lucrări, să fie considerată de lungă durată. Eforturi unitare mai pot apărea în grinzile compuse „oțel-beton” din : curgerea lentă, contracție și diferențe de temperatură.

Curgerea lentă a betonului se manifestă sub efectul încărcărilor de lungă durată. Influența curgerii lente asupra stării de eforturi unitare se ia în considerație în calcule prin folosirea modulului de elasticitate al betonului micșorat prin împărțire cu coeficientul k. Valoarea coeficientului k este determinată pe baza caracteristicii finale de curgere lentă, φ, definită ca raportul între deformația specifică finală de curgere lentă (ε_{cl}) și deformația specifică elastică a betonului (ε_e) :

$$\varphi = \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_e}. \tag{9}$$

Deformația specifică totală, finală, a betonului este :

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{cl} = \varepsilon_e\left(1 + \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_e}\right) = \varepsilon_e\,(1 + \varphi). \tag{10a}$$

Sau la timpul t :

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_e + \varepsilon_{cl,t} = \varepsilon_e\,(1 + \varphi t). \tag{10b}$$

Pe baza legii Hooke, și presupunînd $E_b =$ constant, avem :

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma_b}{E_b} \tag{11}$$

sau :

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b}\,(1 + \varphi) = \frac{\sigma_b}{E'_b}, \tag{12}$$

unde :

$$E'_b = \frac{E_b}{1 + \varphi} = \frac{E_b}{k} \tag{13}$$

este numit modulul deformației totale elastico-viscos-plastice. Valorile lui φ sînt date în [21], inclusiv contracția, sau în [2], unde determinarea caracteristicii de curgere lentă finală (φ) se face cu ajutorul tabelei 5 și diagramelor din figura 10. Valorile φ de mai sus corespund unei deformații de curgere lentă neîmpiedicată. În cazul grinzilor compuse „oțel-beton“, grinda de oţel împiedică parţial curgerea lentă a betonului. Reducerea curgerii lente depinde de raportul între secţiunea grinzii de oţel şi a dalei de beton şi este prinsă în calcul prin înmulţirea caracteristicii de curgere lentă φ cu un coeficient ψ.

Tabela 5

Caracteristica finală de curgere lentă după DIN 4227.

Nr.crt.	Modul de păstrare	φ
1	– în apă	$(0,5 \div 1,0)\ \eta$
2	– în aer foarte umed (deasupra apei)	$(1,5 \div 2,0)\ \eta$
3	– în aer liber	$(2,0 \div 3,0)\ \eta$
4	– în aer uscat (încăperi uscate)	$(2,5 \div 4,0)\ \eta$

Obs. – Valorile lui η sînt date în fig. 10

Relaţia (13) devine :

$$E_b' = \frac{E_b}{1 + \psi\varphi} = \frac{E_b}{k'}. \tag{13a}$$

Valorile lui ψ sînt date în [16], [22], în tabele, în funcţie de caracteristicile geometrice ale secţiunii compuse. În [6] se recomandă ca, pentru secţiuni la care grinda de oţel are rigiditate mult mai mare ca dala de beton, să se ia $\psi = 1,1$.

Efectul reducerii curgerii lente de către grinda de oţel este luat în calcule de unele norme prin folosirea unei caracteristici de curgere lentă redusă şi constantă, dînd valori pentru k. Astfel după [8] $k = 3$ şi după [18] $k = 2,5$, încît calculele devin mult mai simple.

În unele cazuri, cînd încărcarea de lungă durată se aplică la intervale diferite, pentru a putea determina starea de eforturi unitare reale din grinda compusă, este necesar să cunoaştem caracteristica de curgere lentă la timpul t.

Determinarea acestor valori probabile, maxime sau minime, se poate face cu ajutorul diagramelor din figura 11, construite pe baza legii de variaţie exprimată de relaţia :

$$\varphi_t = \varphi_\infty \left(1 - e^{-x\sqrt{t}}\right) \tag{14}$$

cu : $x = 1/9$ — pentru valoarea limită superioară, (a) ;
$x = 1/12$ — pentru valoarea medie, (b) ;
$x = 1/18$ — pentru valoarea limită inferioară, (c) ;
t = în zile.

Contracţia betonului. La dalele turnate monolit, apare fenomenul de contracţie, care produce eforturi unitare de întindere în dala de beton, de compresiune în talpa superioară a grinzii de oţel şi de întindere în cea inferioară. În zona momentului pozitiv, eventualele fisuri provocate de contracţie se închid sub efectul încărcării exterioare, încît dala îşi păstrează capacitatea de a prelua solicitările de compresiune.

Contracţia este însă un fenomen de lungă durată, parţial împiedicată de grinda de oţel prin legăturile dintre dală şi grindă. Deformaţiile specifice care rezultă sînt mai mici decît acelea calculate pe baza unei contracţii neîmpiedicate. Deoarece apare curgerea lentă a betonului, forţa axială în beton rezultată din contracţie se reduce. Eforturile unitare din contracţie pot fi calculate, fie pe baza unei contracţii libere, neîmpiedicate, fie pe baza unei contracţii mai mici, corectate, avînd în vedere efectele de curgere lentă.

Metode exacte de determinare a eforturilor unitare din contracţie, bazate pe contracţia liberă, sînt date în [9], [22].

În calcul, pentru scurtarea liberă din contracţie se ia valoarea de 0,3 mm/m.

Unele metode aproximative recomandă a se lucra cu o contracţie redusă, care include fenomenul de curgere lentă. În [1], [18], se recomandă a se lua $1/k = 0,5$ şi $\varepsilon_c = 0,00015$ pentru procedee obişnuite de betonare, $\varepsilon_c = 0,0001$, pentru betonare pe sectoare, sau $\varepsilon_c = 0$ pentru dale din elemente prefabricate, iar în [8], se indică $k = 1$ şi $\varepsilon_c = 0,0002$. În [5], [15], se arată că la grinzile compuse, folosite în construcţii de clădiri, se poate neglija efectul contracţiei.

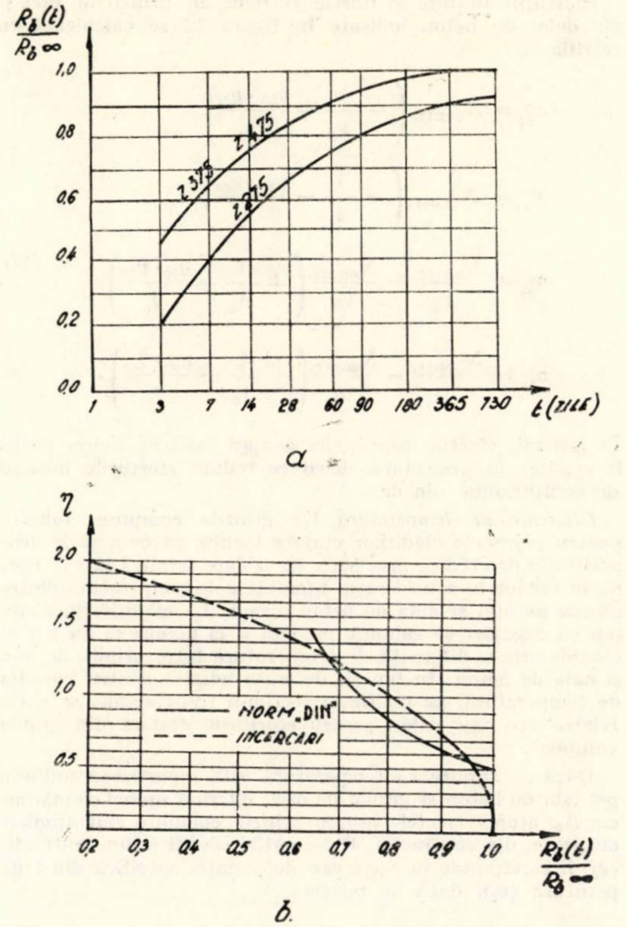


Fig. 10. Dependenţa lui η de rezistenţă a betonului (după Wagner) [22].

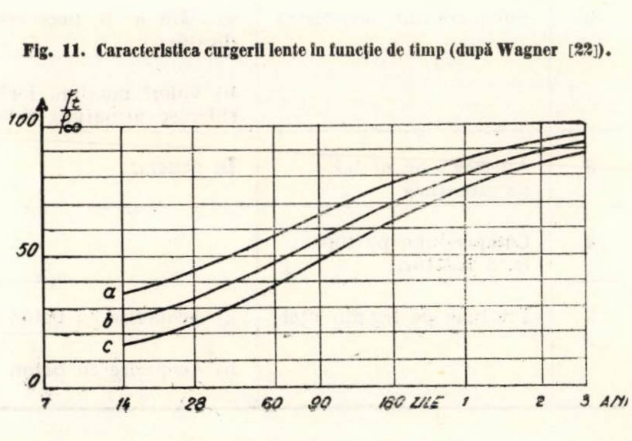
Forţa axială totală din contracţie se determină considerînd că în centrul de greutate al betonului acţionează o forţă concentrată.

$$N_{\text{contr.}} = \varepsilon_c \cdot E_b \cdot A_b, \tag{15}$$

care asupra întregii secţiuni dă o forţă axială ($N_{\text{contr.}}$) şi un moment de încovoiere.

$$M_{\text{contr.}} = N_{\text{contr}} \cdot y_{cb}. \tag{16}$$

Fig. 11. Caracteristica curgerii lente în funcţie de timp (după Wagner [22]).



Eforturile unitare în fibrele extreme ale grinzii de oţel şi ale dalei de beton indicate în figura 12 se calculează cu relaţiile :

$$\sigma_{ci}^{c} = N_{\text{contr.}}\left(-\frac{1}{A_c}+\frac{y_{cb}\cdot y_{ci}}{I_c}\right)$$

$$\sigma_{cs}^{c} = N_{\text{contr.}}\left(-\frac{1}{A_c}-\frac{y_{cb}\cdot y_{cs}}{I_c}\right)$$

$$\sigma_{bs}^{c} = \frac{N_{\text{contr.}}}{A_b}-\frac{N_{\text{contr.}}}{kn}\left(+\frac{1}{A_c}+\frac{y_{cb}\cdot y_{bs}}{I_c}\right) \tag{17}$$

$$\sigma_{bi}^{c} = \frac{N_{\text{contr.}}}{A_b}-\frac{N_{\text{contr.}}}{kn}\left(+\frac{1}{A_c}+\frac{y_{cb}\cdot I_{cs}}{I_c}\right).$$

În general, efectul contracţiei asupra dalei de beton poate fi neglijat în proiectare, deoarece reduce eforturile unitare de compresiune din dală.

Diferenţe de temperatură. La grinzile compuse, folosite pentru planşeele clădirilor etajate închise precum şi la acoperişurile de clădiri, prevăzute cu izolare termică la exterior, nu se vor lua în consideraţie diferenţele de temperatură dintre grinda de oţel şi dala de beton armat. La clădirile încălzite sau cu degajări de căldură precum şi la poduri se va lua în consideraţie o diferenţă de temperatură între grinda de oţel şi dala de beton. În funcţie de legea admisă pentru variaţia de temperatură, pe înălţimea secţiunii transversale, se obţin relaţii care dau valori pentru eforturile unitare din grinda compusă.

Dacă se admite că temperatura este repartizată uniform pe dala de beton şi grinda de oţel, diferind numai ca mărime cu Δ_t, atunci efectele asupra grinzii compuse sînt similare cu acelea din contracţie. Deformaţiei specifice din contracţie (ε_c) îi corespunde în acest caz deformaţia specifică din temperatură (ε_t), dată de relaţia :

$$\varepsilon_t = \pm\,\alpha_t\cdot\Delta t, \tag{18}$$

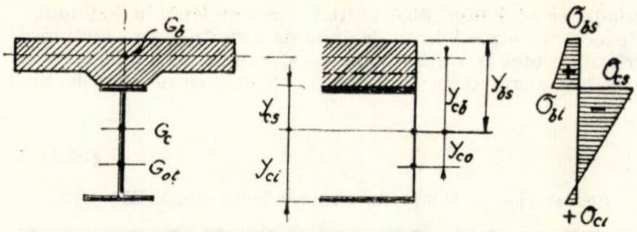


Fig. 12. Eforturi unitare din contracţia dalei de beton

unde :

α_t = 0,000012 este coeficientul de dilatare liniară.

Δt = 10 ∼ 15°C este diferenţa de temperatură dintre dală şi grinda de oţel [18]. O dată cunoscută valoarea deformaţiei specifice din temperatură (ε_t) se calculează forţa axială $N_{\text{temp.}}$ şi momentul de încovoiere $M_{\text{temp.}}$, apoi se determină eforturile unitare cu formulele (17).

Un calcul care se apropie mai mult de situaţia reală se bazează pe admiterea unei variaţii liniare a temperaturii între faţa superioară a dalei de beton şi cea inferioară a grinzii de oţel de ± 15°C [4].

Determinarea eforturilor unitare maxime la grinzi tip I. La proiectarea grinzilor compuse „oţel-beton" este necesar să se verifice eforturile unitare în diferitele elemente, atît pentru faza de execuţie, cît şi în situaţia finală, respectîndu-se rezistenţele admisibile date în tabelele 6 şi 7.

Eforturile unitare totale, la acest tip, se obţin prin însumarea eforturilor unitare din grinda de oţel, lucrînd independent cu cele rezultate pentru secţiunea compusă. În paragraful 2.2 s-a arătat că, în prima fază de execuţie, grinzile de oţel preiau încărcarea rezultată din greutatea proprie, greutatea cofrajului şi a dalei de beton armat monolită sau a dalelor prefabricate, numită prima parte a încărcării

Tabela 6

Rezistenţe admisibile pentru betonul utilizat în structuri compuse „oţel-beton" (în kgf/cm²)

Nr crt.	Felul solicitării	Domeniul de aplicare	Construcţii				Poduri		
			B. 225	B. 300	B. 450	B. 600	B. 300	B. 450	B. 600
1	Compresiune	a) Dale cu grosimea ho ⩽ 8 cm.	70	90	120	140	—	—	—
		b) Dale cu grosimea ho > 8 cm.	80	100	130	150	100	130	150
		c) La suprapunerea acţiunii din aceeaşi direcţie, din acţiunea locală de dală şi acţiunea de conlucrare cu grinda de oţel.	—	—	—	—	110	140	160
2	Forfecare (din încovoiere)	a) Fără a fi necesară armătură ridicată.	9	10	11	12	10	11	12
		b) Valori maxime fără a lua în considerare armătura ridicată.	18	20	23	25	20	22	24
3	Aderenţă pe oţelul de armătură	În general	6	8	9	10	8	9	10
4	Compresiune pe supr. fr. a legătur.		65	80	101	130	80	110	130
5	Presiune pe leg. din oţel	a) Acoperire cu beton 2 d	—	—	—	—	120	150	180
		b) Acoperire cu beton 5 d	—	—	—	—	140	180	220

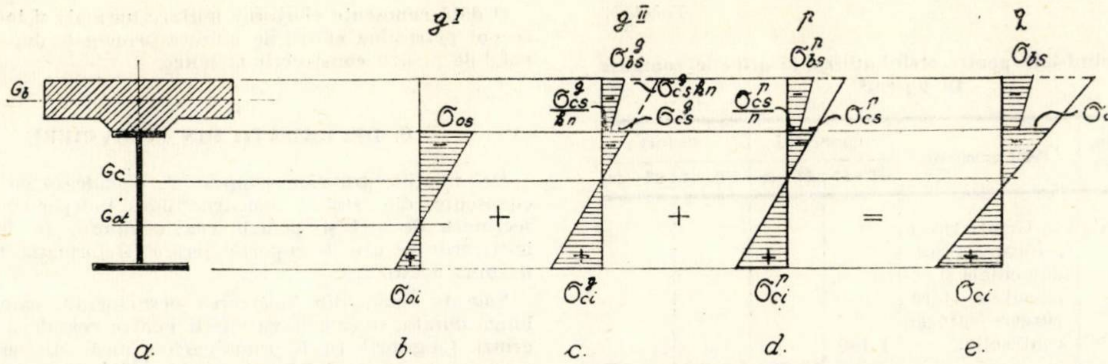


Fig. 13. Eforturi unitare maxime la grinzi tip I

permanente. Eforturile unitare în fibrele extreme ale grinzii de oţel (fig. 13 b) se determină cu relaţiile :

$$\sigma_{0s} = \frac{M_{0t}}{I_{0t}} \cdot y_s ;$$

$$\sigma_{0i} = \frac{M_{0t}}{I_{0t}} \cdot y_i . \tag{19}$$

Cînd betonul dalei ajunge la o rezistenţă de 75% din R_{b28}, se poate aplica peste dală îmbrăcămintea sau alte încărcări permanente, numită a doua parte a încărcării permanente. Această încărcare este preluată de secţiunea compusă, ale cărei caracteristici se determină cu $k > 1$, deoarece încărcarea este de lungă durată. Eforturile unitare în fibrele extreme (fig. 13 c) sînt :

$$\sigma^g_{cs} = \frac{M^g_c}{I_c} \cdot y_{cs} ;$$

$$\sigma^g_{ci} = \frac{M^g_c}{I_c} \cdot y_{ci} ; \tag{20}$$

$$\sigma^g_{bs} = \frac{M^g_c}{knI_c} y_{bs} .$$

Încărcarea utilă este preluată totdeauna de secţiunea compusă. Eforturile unitare diferă, pentru aceeaşi încărcare, în funcţie de durata de acţiune. Pentru încărcările utile de lungă durată, caracteristicile secţiunii compuse se determină cu $k > 1$, iar pentru cele de scurtă durată cu $k = 1$. Eforturile unitare în fibrele extreme (fig. 13 d) au valorile :

$$\sigma^p_{cs} = \frac{M^p_c}{I_c} y_{cs} ;$$

$$\sigma^p_{ci} = \frac{M^p_c}{I_c} y_{ci} ; \tag{21}$$

$$\sigma^p_{bs} = \frac{M^p_c}{knI_c} y_{bs} .$$

Eforturile unitare maxime se obţin prin însumarea valorilor date de relaţiile (19), (20), (21) eventual şi (17) pentru influenţa contracţiei şi a variaţiei de temperatură :

$$\sigma_{cs} = \sigma_{0s} + \sigma^g_{cs} + \sigma^p_{cs} + \sigma^c_{cs} + \sigma^t_{cs} \leqslant \sigma_{a,\,0t}$$

$$\sigma_{ci} = \sigma_{0i} + \sigma^g_{ci} + \sigma^p_{ci} + \sigma^c_{ci} + \sigma^t_{ci} \leqslant \sigma_{a,\,0t} \tag{22}$$

$$\sigma_{bs} = \sigma^g_{bs} + \sigma^p_{bs} + \sigma^c_{bs} + \sigma^t_{bs} \leqslant \sigma_{a,\,b} .$$

Determinarea eforturilor unitare maxime la grinzi tip II

Eforturile unitare totale rezultă prin însumarea celor din grinda de oţel independentă cu acelea din secţiunea compusă. Eforturile unitare în fibrele extreme (fig. 14 b, b'), determinate cu relaţiile (19), sînt mai mici, datorită momentelor de încovoiere M_{0t}, care scad foarte mult datorită susţinerilor intermediare. După înlăturarea susţinerilor temporare, greutatea permanentă încarcă secţiunea compusă cu reacţiunea reazemelor intermediare, acţionînd în sens invers (fig. 3b). Încărcarea avînd o acţiune de lungă durată, pentru determinarea eforturilor unitare cu relaţiile (20), caracteristicile secţiunii transversale se determină cu $k > l$ (fig. 14 c).

Încărcarea utilă este preluată de secţiunea compusă ca şi la grinzile tip *I*. Eforturile unitare, calculate cu relaţiile (21), sînt indicate în figura 14 d.

Eforturile unitare maxime sînt date în figura 14 e, pe baza relaţiilor (22), care conţin eforturile din încărcarea permanentă şi utilă şi influenţa contracţiei şi variaţiei de temperatură.

Eforturi unitare din forţe tăietoare. Forţele tăietoare rezultate din încărcările verticale sînt preluate la grinzile tip I, atît de grinda de oţel independentă, cît şi de secţiunea compusă, iar la grinzile tip II numai de secţiunea compusă. Calculul exact al eforturilor unitare tangenţiale se face cu relaţiile :

$$\tau_{0t} = \frac{T_{0t} \cdot S_{0t}}{I_{0t} \cdot t} , \tag{23 a}$$

$$\tau_c = \frac{T_c \cdot S_c}{I_c \cdot t} . \tag{23 b}$$

Fig. 14. Eforturi unitare maxime la grinzi tip II

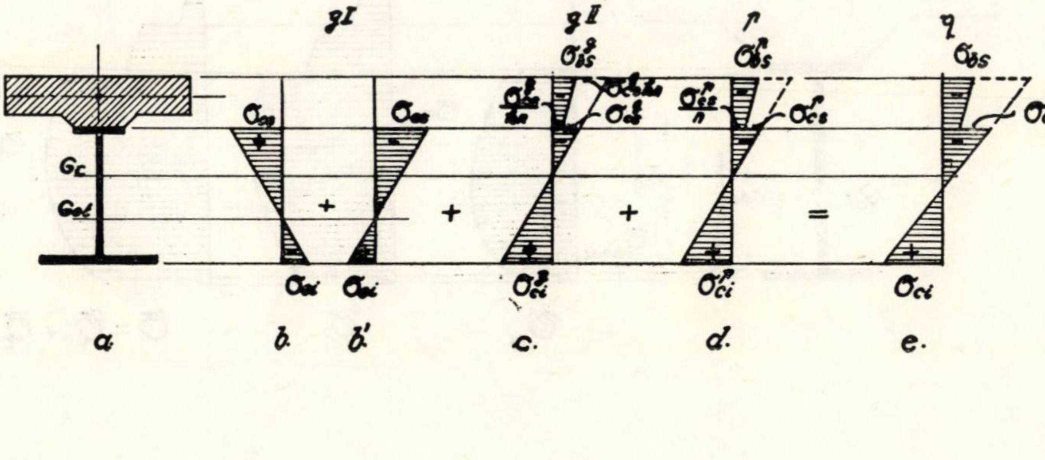


Tabela 7

Rezistențe admisibile pentru oțelul utilizat la grinzile compuse în kg/cm²

Nr. crt.	Element de construcție	Felul solicitării	Construcții		Poduri	
			ST−37	ST−52	ST−37	ST−52
1.	Grinda de oțel	I — Grinzi tip I 1. Încărcări fundamentale și accidentale fără curgere lentă și contracție.	1 400	—	—	—
		II — Grinzi tip II 2. Încărcări fundamentale cu curgere lentă și contracție.	—	—	1 600	2 400
		3. Încărcări fundamentale accidentale. a) fără curgere lentă și contracție.	1 600	2 400	1 600	2 400
		b) cu curgere lentă și contracție.	1 800	2 700	1 700	2 500
		4. Încărcări fundamentale accidentale și extraordinare (1,6 ori încărcarea permanentă și utilă).	—	—	2 400	3 600
2.	Elemente de legătură.	III — Încărcări fundamentale și accidentale pentru verificarea elementelor de legătură	1 400	—	1 400	—

Valoarea totală a eforturilor unitare tangențiale se obține prin însumarea valorilor date de (23 a) și (23 b), (fig. 15). Un calcul simplificat, însă mai acoperitor, pentru determinarea eforturilor unitare tangențiale, se poate face considerînd că inima grinzii de oțel preia întreaga forță tăietoare :

$$\tau_m = \frac{T_{0t} + T_c}{h_i \cdot t}. \qquad (24)$$

O dată cunoscute eforturile unitare normale și tangențiale, se pot determina eforturile unitare principale după normele valabile pentru construcții metalice.

6. DEFORMAȚII DIN ÎNCOVOIERE

Deformațiile grinzilor compuse se calculează cu metodele cunoscute din statica construcțiilor, independent pentru secțiunea de oțel și pentru cea compusă, în funcție de încărcările pe care le suportă fiecare. Deformația totală va fi suma acestora.

Săgeata finală din încărcarea permanentă, care este de lungă durată, se calculează diferit pentru cele două tipuri de grinzi. La grinzile tip I, prima parte a încărcării permanente, preluată de grinda de oțel, dă săgeata (f_{0t}), care se calculează cu caracteristicile grinzii de oțel. A doua parte a încărcării, preluată de secțiunea compusă, produce săgeata (f_c^g), care se determină cu caracteristicile secțiunii compuse, luînd în considerație și efectul curgerii lente ($k > 1$), $k = 3$ pentru poduri [8] și $k = 2$ pentru construcții [5]. Săgeata din încărcarea permanentă totală, pentru grinzile de tip II, se determină folosind caracteristicile secțiunii compuse ($k > 1$).

Săgeata din încărcarea utilă (f_c^p) se determină utilizînd, în relațiile de calcul, caracteristicile secțiunii compuse, fără a lua în considerație curgerea lentă ($k = 1$).

Săgeata totală a grinzii va fi :

$$f = f_{0t} + f_c^g + f_c^p \leqslant f_a.$$

Normele americane recomandă ca săgeata din încărcarea utilă să nu depășească $l/800$ pentru poduri și $l/360$ pentru clădiri [8]. Pentru a putea asigura această rigiditate, la poduri, înălțimea totală a grinzii compuse trebuie să fie cel puțin $l/25$ și a grinzii de oțel $l/30$, iar pentru construcții, înălțimea grinzii compuse să fie $l/24$ pentru încărcări statice și $l/20$ pentru încărcări însoțite de vibrații.

7. REZISTENȚE ADMISIBILE

Rezistențe admisibile pentru beton. Dimensionarea dalei de beton armat, ca element de transmitere a încărcărilor la grinzile principale, se face pe baza metodelor valabile pentru betonul armat. Rezistențele admisibile pentru beton, din efectul de conlucrare cu grinda de oțel, deci în structurile compuse „oțel-beton", după [8], [15], [18], sînt aceleași ca și pentru beton armat, iar cele cuprinse în [4], [5] sînt date în tabela 6.

Rezistențe admisibile pentru oțel. Pentru proiectarea grinzilor de oțel ale structurilor compuse „oțel-beton", sînt de asemenea indicații diferite asupra rezistențelor admisibile. În [8], [18] se recomandă folosirea rezistențelor admisibile valabile pentru categoria respectivă de construcții metalice, iar în [4] și [5], pentru grinzile metalice ale structurilor compuse „oțel-beton", se dau rezistențele admisibile în tabela 7.

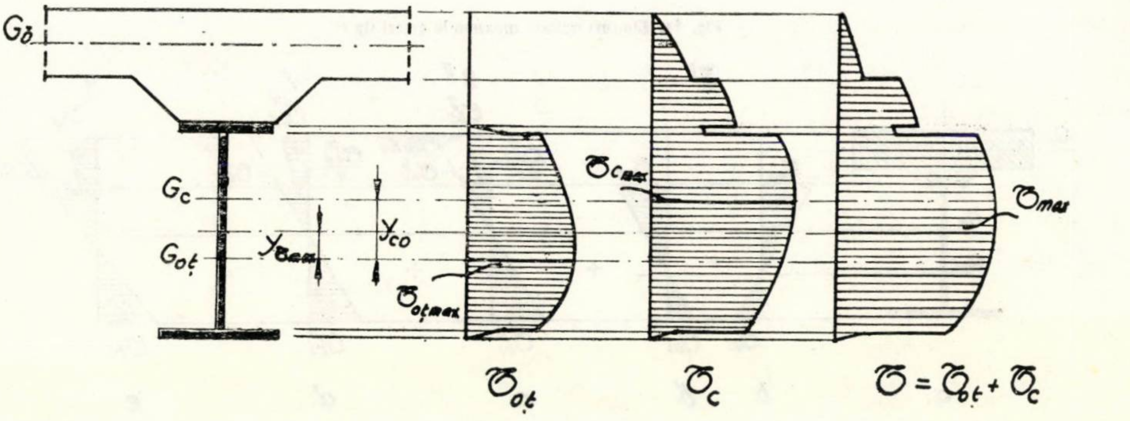


Fig. 15. Eforturi unitare tangențiale

Pentru grinzile de oţel utilizate la planşee, în [26] se admit rezistenţe sporite în oţel la 3/4 σ_c, în orice punct al grinzii de oţel, şi 7/8 σ_c în talpa superioară a grinzii de oţel. Eforturile unitare se obţin din însumarea eforturilor unitare rezultate din : încărcarea permanentă, contracţie, variaţii de temperatură, 1, 2 ori încărcarea utilă şi sarcini climatice normale.

8. METODA STĂRILOR LIMITĂ

8.1. **Stările limită de rezistenţă.** În paragraful 4 s-a arătat că în cazul grinzilor compuse „oţel-beton" sînt trei stări limită de rezistenţă (A, B, C).

Cazul A de stare limită este definit prin atingerea limitei de curgere (σ_c), în primul rînd, în talpa inferioară a grinzii de oţel. În cazul grinzilor compuse utilizate la poduri, acest caz apare totdeauna cînd se folosesc mărci superioare de beton (B 500÷B 600). Determinarea capacităţii portante la încovoiere se face după aceleaşi principii ca şi în metoda rezistenţelor admisibile, folosind însă coeficienţii de supraîncărcare şi rezistenţele de calcul corespunzătoare.

Cazul B de stare limită, definit prin atingerea rezistenţei la compresiune a betonului dalei în condiţiile rămînerii armăturii şi grinzii de oţel în domeniul elastic, în cazul folosirii aceleiaşi grinzi de oţel, se obţine prin folosirea betoanelor de mărci scăzute.

Cazul C de stare limită, pentru aceeaşi secţiune transversală, apare cînd se folosesc mărci de beton inferioare (B 200÷B 300) sau oţeluri de calitate superioară. Dacă nu se prevede armătură longitudinală în dala de beton, atunci se disting numai două cazuri de stare limită (A şi C).

Din cercetările experimentale efectuate [25] rezultă că dimensionarea prin metoda stărilor limită permite folosirea mai raţională a materialelor de orice calitate. În figura 16 se arată momentele de încovoiere de calcul, în funcţie de metoda de calcul şi marca betonului folosit, pentru două înălţimi ale grinzii de oţel, peste care se fixează aceeaşi dală de beton armat, fără armătură longitudinală. În cazul mărcilor de beton superioare (B 500÷B 600) a fost hotărîtor cazul A de stare limită. Pentru mărci de beton mediu, cel puţin B 360÷B 370, cazul A se înlocuieşte cu cazul C, momentul de încovoiere fiind limitat prin ajungerea la curgere a tălpii inferioare a grinzii de oţel. În cazul betoanelor de marcă cel puţin B 200, starea limită se atinge prin ajungerea la curgere a tălpii superioare a grinzii de oţel, cu secţiunea de beton complet plasticizată, (cazul C). Coborîrea mărcii de beton conduce la limitarea momentului de încovoiere prin deformaţiile betonului.

8.2. **Caracteristici de calcul.** În calculul grinzilor compuse „oţel-beton", prin metoda stărilor limită, se utilizează în general coeficienţii de variaţie a încărcărilor, de omogenitate şi coeficienţii condiţiilor de lucru admişi pentru oţel şi beton. În acest paragaraf se vor arăta numai modificările care se fac, avînd în vedere specificul de lucru al secţiunii compuse [25].

Coeficienţii condiţiilor de lucru pentru talpa superioară a grinzii de oţel sînt supraunitari. Această situaţie favorabilă de lucru este justificată, deoarece dezvoltarea deformaţiilor tălpii superioare, după atingerea limitei de curgere, este împiedicată de dala de beton care lucrează în domeniul elastic. Pentru cazul A de stare limită, valoarea coeficientului condiţiilor de lucru pentru talpa superioară a grinzii de oţel se ia în funcţie de efortul unitar din axul centrului de greutate al dalei de beton :

$$\text{pentru } \sigma_b < 0{,}6\ R_b \qquad m_2 = 1{,}2\,;$$

$$\text{pentru } 0{,}6\ R_b < \sigma_b < 0{,}8\ R_b \quad m_2 = 1{,}1\,;$$

$$\text{pentru } \sigma_b > 0{,}8\ R_b \qquad m_2 = 1{,}0\,;$$

unde :

R_b este rezistenţa de calcul a betonului la compresiune.

Rezistenţele de calcul ale betonului grinzilor compuse „oţel-beton" pentru poduri sînt limitate la :

$$\begin{aligned} R_b &= R_i && \text{pentru } \frac{\sigma_{bs}}{\sigma_b} > 1{,}2\,; \\ R_b &= 0{,}9\ R_i && \text{pentru } 1{,}2 \leqslant \frac{\sigma_{bs}}{\sigma_b} > 1{,}1\,; \\ R_b &= R_{pr} && \text{pentru } \frac{\sigma_{bs}}{\sigma_b} < 1{,}1\,; \end{aligned} \tag{27}$$

unde :

R_i este rezistenţa de calcul a betonului la compresiune, din încovoiere ;

R_{pr} — rezistenţa de calcul a betonului la compresiune axială.

Din relaţiile (27) se observă că sînt admise rezistenţe de calcul mai mari pentru beton, cînd avem o variaţie a eforturilor unitare mai accentuată pe secţiune. Acest fapt este justificat, deoarece prin atingerea lui R_b în fibra extremă, aceasta nu se poate deforma liber din cauza fibrei inferioare care este mai puţin solicitată.

Deformaţia specifică maximă de calcul a betonului, în centrul de greutate al secţiunii de beton, este limitată la : $\varepsilon \lim = 0{,}0016$. Depăşirea acestei deformaţii specifice conduce la pierderea capacităţii portante a secţiunii de beton prin rupere. Rezistenţele de calcul pentru grinzile de oţel şi pentru armătura dalei îşi menţin aceleaşi valori admise pentru construcţiile de oţel (R_{0t}), respectiv pentru armătura betonului armat (R_a).

8.3. **Relaţii de calcul.** Pentru determinarea cazului de stare limită de rezistenţă, este necesar să se determine eforturile unitare din beton, presupunînd lucru elastic al secţiunii (metoda secţiunii transformate). Efortul unitar maxim la partea superioară a dalei de beton (σ_{bs}) şi în fibra din centrul ei de greutate (σ_b) se determină cu relaţiile (19), (20), (21) şi (22). Pentru determinarea lui (σ_b), în aceste relaţii, se va înlocui y_{bs} cu y_{cb}.

În funcţie de mărimea acestor eforturi unitare este hotărîtor pentru calcul :

$$\begin{aligned} &\text{cazul A cînd : } \sigma_{bs} < R_b, \\ &\text{cazul B cînd : } \sigma_b > R_b \text{ şi } \sigma_b < R_{a/n}, \\ &\text{cazul C cînd : } \sigma_b > R_b \text{ şi } \sigma_b > R_{a/n}. \end{aligned} \tag{28}$$

Starea limită — caz A. În acest caz este necesară verificarea eforturilor unitare, numai în tălpile grinzii de oţel. Relaţiile de calcul, stabilite pe baza diagramei de repartiţie a eforturilor unitare din figura 8 A, şi luînd în consideraţie şi încărcările preluate numai de grinda de oţel, dau eforturile unitare :

$$\begin{aligned} \sigma_{ci} &= \frac{M_{0t}\cdot y_i}{I_{0t}} + \frac{M_c\cdot y_{ci}}{I_c} \leqslant R_{0t} \\ \sigma_{cs} &= \frac{M_{0t}\cdot y_s}{I_{0t}} + \frac{M_c\cdot y_{cs}}{I_c} \leqslant m_2\cdot R_{0t}. \end{aligned} \tag{29}$$

Starea limită — caz B. Relaţiile de calcul se stabilesc pe baza repartiţiei eforturilor unitare pe secţiunea transversală, conform figurii 8 B. Pentru beton se admite o repartiţie dreptunghiulară a eforturilor unitare la compresiune, egale cu R_b, ca şi la elementele de beton armat. Momentul de încovoiere capabil se compune din momentul preluat de dală şi grinda de oţel ($A_b\cdot R_b\cdot y'_{b0}$) şi cel preluat de grinda de oţel. Aici y'_{b0} este distanţa dintre centrul de greutate al dalei de beton armat şi centrul de greutate al secţiunii de oţel (grindă de oţel şi armătură longitudinală din dală). Pentru eforturile unitare, în tălpile grinzii de oţel, se obţin relaţiile :

$$\begin{aligned} \sigma_{ci} &= \frac{M_{0t}}{I_{0t}}\,y_i + \frac{(M_c - A_b\,R_b\,y'_{bc})}{I'_{0t}}\,y_i + \frac{A_b\cdot B_b}{A'_{0t}} \leqslant R_{0t} \\ \sigma_{cs} &= \frac{M_{0t}}{I_{0t}}\,y_s + \frac{(M_c - A_b\,R_b\,y'_{bc})}{I'_{0t}}\,y_s - \frac{A_b\cdot R_b}{A'_{0t}} \leqslant R_{0t}, \end{aligned} \tag{30}$$

unde :

I'_{0t} reprezintă momentul de inerţie al secţiunii de oţel (grindă de oţel şi armătură), în raport cu centrul de greutate, şi A'_{0t}, suprafaţa secţiunii transversale a grinzii de oţel şi armăturii longitudinale din dală.

Starea limită — caz C. În acest caz, lucrează în domeniul plastic atît dala de beton cît şi armătura longitudinală din ea. Se admite diagrama (fig. 8 C), cu efortul unitar din beton egal cu R_b, pe întreaga secţiune, şi efortul unitar din armătură egal cu σ_c.

Momentul de încovoiere se compune din momentul preluat de dală şi armătură în raport cu centrul de greutate al grinzii de oţel şi momentul preluat de grinda de oţel.

Determinarea eforturilor unitare în tălpile grinzii de oţel se face cu relaţiile :

$$\sigma_{ci} = \frac{M_{0t}}{I_{0t}} y_i + \frac{(M_c - A_b \cdot R_b \cdot y_{b0} - A_a \cdot \sigma_c \cdot y_{b0})}{I_{0t}} y_i + $$

$$+ \frac{A_b \cdot R_b + A_a \cdot \sigma_c}{A_{0t}} \leqslant R_{0t}$$

$$\sigma_{cs} = \frac{M_{0t}}{I_{0t}} y_i + \frac{(M_c - A_b \cdot R_b \cdot y_{b0} - A_a \cdot \sigma_c \cdot y_{b0})}{I_{0t}} y_s - $$

$$- \frac{A_b \cdot R_b + A_a \cdot \sigma_c}{A_{0t}} \leqslant R_{0t}. \qquad (31)$$

În plus, în acest caz, este necesar a se verifica şi deformaţia specifică a betonului, pentru a evita ruperea. Întreaga secţiune transversală rămîne plană după deformare, încît deformaţia betonului, în centrul de greutate al dalei, rezultă din lucrul elastic al grinzii de oţel.

Expresia matematică a deformaţiei se obţine din efortul unitar pe care l-ar avea o fibră de oţel situată în centrul de greutate al dalei, considerată că lucrează în domeniul elastic. Se obţine astfel :

$$\varepsilon_b = \frac{1}{E_{0t}} \left[\frac{(M_c - A_b \cdot R_b \cdot y_{b0} - A_a \cdot \sigma_c \cdot y_{b0})}{I_{0t}} (y_{cb} + y_{c0}) - \right.$$

$$\left. - \frac{A_b \cdot R_b + A_a \cdot \sigma_c}{A_{ct}} \right]. \qquad (32)$$

Dacă lipseşte armătura longitudinală din dală, rămîn valabile relaţiile (31) şi (32), înlocuind $A_a = 0$.

Eforturi din contracţia betonului. Determinarea eforturilor unitare din contracţia betonului se face cu relaţiile (15), (16), (17). Luarea în consideraţie a efectului de curgere lentă asupra contracţiei se obţine introducînd în relaţiile de calcul $k = 2$. Se recomandă a se lua $\varepsilon_c = 0{,}0002$ pentru dale monolite şi $\varepsilon_c = 0{,}0001$ pentru dale din elemente prefabricate [25]. O valoarea mai exactă pentru dale din elemente prefabricate se obţine cu relaţia :

$$\varepsilon_c^{pr} = \varepsilon_c \cdot e^{-\xi t_0}, \qquad (33)$$

unde :

t_0 este intervalul de timp dintre executarea prefabricatelor şi montarea lor pe grinzile de oţel. Pentru $e^{-\xi t_0}$ se recomandă următoarele valori :

t_0 (în luni)	1	2	3	4	6
$e^{-\xi t_0}$	0,60	0,45	0,35	0,30	0,25

Coeficientul de supraîncărcare pentru efectul contracţiei se ia egal cu unitatea.

Eforturi din diferenţe de temperatură. În urma măsurătorilor efectuate pe lucrări existente, normele sovietice propun calculul eforturilor unitare rezultate din diferenţa de temperatură a dalei şi grinzii de oţel pe baza diagramei cu contur eliptic. Valoarea maximă a temperaturii se ia + 15°C pentru grinzile care se găsesc direct în bătaia soarelui şi + 30°C, cînd sînt direct bătute de soare. Valoarea minimă se ia —15°C. Coeficientul de supraîncărcare se ia egal cu 1,1 şi coeficientul de dilatare liniară a betonului $\alpha_t = 0{,}00001$. În calcule, repartiţia temperaturii în lungul suprastructurii şi pe lăţimea ei se admite de obicei uniformă.

Eforturile unitare de întindere calculate în beton sînt aproximativ egale cu cele date de metoda prezentată în paragraful 5.

Diagrama de variaţie eliptică a temperaturii dă însă, în talpa superioară a grinzii de oţel, eforturi unitare de întindere, ceea ce este justificat, deoarece între dala de beton şi grinda de oţel nu este o diferenţă bruscă de temperatură. În talpa inferioară a grinzii de oţel se obţin valori sporite ale eforturilor unitare, mai apropiate de cele măsurate.

În baza diagramei de variaţie de temperatură se obţin următoarele relaţii pentru calculul eforturilor unitare în grinda compusă :

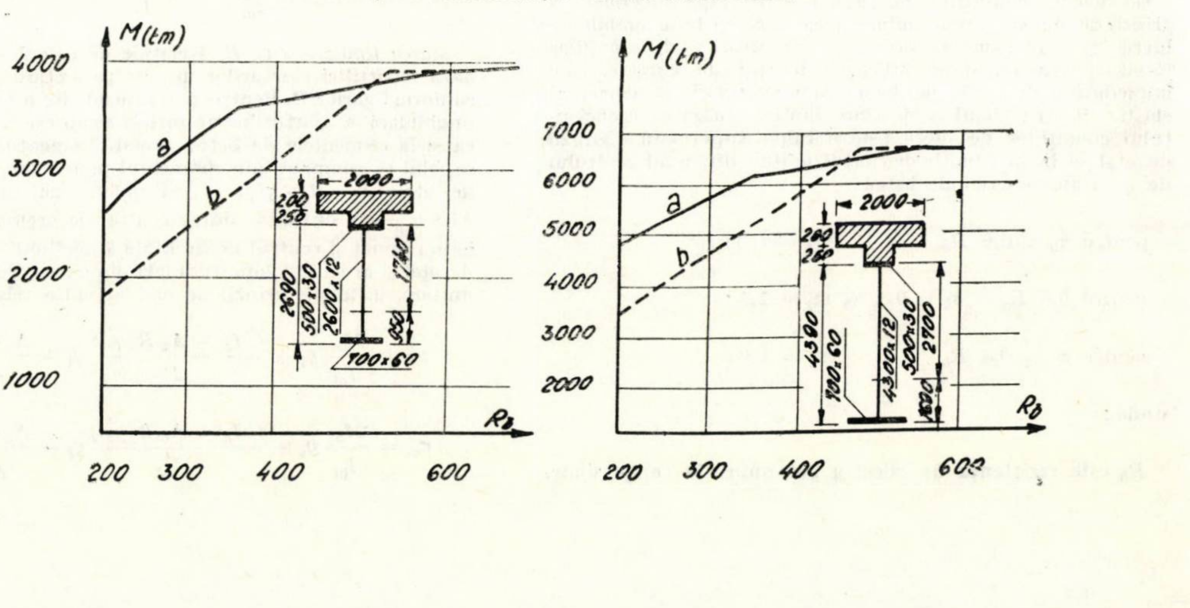
— în dala de beton

$$\sigma_{bs}^t = \alpha_t \cdot t_{\max} E_b \left(\frac{A_t}{A_c} - \frac{S_t}{I_c} y_{bs} \right); \qquad \text{(întindere) (34 a)}$$

$$\sigma_b^t = \alpha_t \cdot t_{\max} E_b \left(\frac{A_t}{A_c} - \frac{S_t}{I_c} y_{cb} \right); \qquad \text{(întindere) (34 b)}$$

Fig. 16. Comparaţie între metoda secţiunii transformate şi a stărilor limită

a — metoda secţiunii transformate; b — metoda stărilor limită



– în armătura dalei

$$\sigma^t_a = \alpha_t \cdot t_{\max} E_{ot} \left(\frac{A_t}{A_c} - \frac{S_t}{I_c} y_{ca} \right); \qquad \text{(întindere)} \quad (34\ c)$$

– în talpa superioară a grinzii de oțel

$$\sigma^t_{cs} = \alpha_t \cdot t_{\max} E_{ot} \left(\frac{A_t}{A_c} - \frac{S_t}{I_c} y_{cs} \right); \qquad \text{(întindere)} \quad (34\ d)$$

– în talpa inferioară a grinzii de oțel

$$\sigma^t_{ci} = \alpha_t \cdot t_{\max} E_{ot} \left(\frac{A_t}{A_c} + \frac{S_t}{I_c} y_{ci} - 0{,}3 \right); \text{(întindere)} \quad (34\ e)$$

– în inima grinzii de oțel

$$\sigma^t_{ck} = \alpha_t \cdot t_{\max} E_{ot} \left(\psi_k - \frac{A_t}{A_c} + \frac{S_t}{I_c} y_{ck} \right), \qquad \text{(compresiune)} \quad (34\ f)$$

unde :

– $A_t = 0{,}8\ A_v + 0{,}3\ A_i$ reprezintă suprafața convențională a părții încălzite din secțiunea transversală la grinzi nituite și $A_t = 0{,}8\ A_v$, la grinzi sudate ;

– $St = (0{,}4\ h_{0t} - 0{,}8\ y_{cs})\ A_v + 0{,}3\ y_i A_i$ – momentul static convențional al suprafeței încălzite la grinzile nituite și $St = (0{,}4\ h_{0t} - 0{,}8\ Y_v)\ A_v$, la grinzi sudate ;

– A_v – suprafața elementelor verticale a secțiunii de oțel ;

– A_i – suprafața elementelor orizontale a tălpii inferioare a grinzii de oțel ;

$$\psi_k = \sqrt{0{,}391 \frac{y_{sk}}{h_{0t}} - 3{,}82 \left(\frac{y_{sk}}{h_{0t}} \right)^2};$$

– y_{sk} – distanța de la talpa superioară a grinzii de oțel pînă la punctul „k" considerat pe inima grinzii de oțel ;

– y_{ck} – distanța de la centrul de greutate al secțiunii compuse la punctul „k" pe inima grinzii de oțel.

Efectul curgerii lente a betonului. Normele sovietice recomandă ca, și în calculul secțiunilor compuse „oțel-beton", redistribuirea eforturilor între dala de beton și grinda de oțel, datorită curgerii lente, să se facă folosind pentru beton modulul deformației totale elastico-vîscos-plastice a betonului (E'_b), dat de relația (13). Pentru grinzile compuse folosite la poduri, valoarea caracteristicii finale de curgere lentă se va lua $\varphi = 1{,}5$ [25].

Deformații datorite rosturilor dintre elementele prefabricate ale dalei. Folosirea elementelor prefabricate pentru dala de beton armat, pe lîngă avantajele ce le prezintă, are inconvenientul că rosturile dintre ele conduc la deformații suplimentare. Deformațiile rostului nu depind de grosimea rostului sau de gradul de întărire a betonului de completare, ci de contracția și compactitatea betonului introdus în rost. Folosirea betonului de marcă superioară și execuția îngrijită a rosturilor reduce aceste deformații. Normele sovietice [25] recomandă a lua deformația rostului $\Delta r = 1{,}0$ mm pentru dale cu îngroșări înalte pe grinda de oțel, sau la rosturi neumplute complet ; $\Delta r = 0{,}5$ mm în rosturi normale umplute cu beton sau mortar și $\Delta r = 0$ pentru rosturi prevăzute cu îmbinarea plăcilor prefabricate cu armături sudate sau prin alte procedee. Această deformare corespunde unei solicitări a prefabricatelor pînă la R_b. Dacă solicitarea este mai mică și deformarea rostului se reduce proporțional.

Deformația rostului provoacă o redistribuire a eforturilor dintre dala de beton și grinda de oțel în mod asemănător cu curgerea lentă, precum și mici perturbări locale ale tensiunilor din talpa superioară a grinzii de oțel, în zona rostului.

Pentru a aprecia redistribuirea eforturilor, se determină deformația specifică a rostului care este ireversibilă, de tipul deformațiilor plastice. Această deformație, pe o lungime L de grindă, are valoarea :

$$\varepsilon_r = \frac{\Sigma \Delta r}{L} \cdot \frac{\sigma_b}{R_b}. \qquad (35)$$

În baza relației (9) se poate determina valoarea :

$$\varphi_r = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_e}. \qquad (36)$$

Caracteristica deformației totale (curgere lentă și deformarea rosturilor) va fi dată atunci de relația :

$$\varphi = \varphi_{ce} + \varphi_r. \qquad (37)$$

Această valoare introdusă în relația (13) dă valoarea lui k, care permite determinarea redistribuirii eforturilor între dala de beton armat și grinda de oțel, folosind modulul deformației totale elastico-vîscos-plastice (E'_b).

9. NOTAȚII

A_a, E_a – secțiunea și modulul de elasticitate al armăturii ;
A_b, E_b – secțiunea de calcul și modulul de elascticitate al betonului ;
A_{0t}, E_{0t} – secțiunea și modulul de elasticitate al grinzii de oțel ;
I_a – momentul de inerție al armăturii în raport cu axa proprie ;
I_b – momentul de inerție al dalei de beton în raport cu axa proprie ;
I_c – momentul de inerție al secțiunii compuse transformată în oțel, în raport cu axa neutră a secțiunii compuse ;
I_{0t} – momentul de inerție al secțiunii de oțel în raport cu axa neutră proprie ;
l – deschiderea grinzii ;
k – coeficientul curgerii lente a betonului ;
M_c, T_c – momentul de încovoiere și forța tăietoare ce acționează asupra secțiunii compuse ;
M_{0t}, T_{0t} – momentul de încovoiere și forța tăietoare ce acționează pe grinda de oțel, fără conlucrare ;
S_c – momentul static al secțiunii care lunecă, pentru secțiunea compusă, în raport cu axa neutră a secțiunii compuse ;
S_{0t} – momentul static al secțiunii care lunecă, pentru grinda de oțel fără conlucrare, în raport cu axa neutră a grinzii de oțel.

Bibliografie

[1] Gibsman E. E. : *Moosti so stalnîmi balcami, obedinennîmi s jelezobetonnoi plitoi.* Moscva, Dorizdat 1952.

[2] • • •: DIN 4227 *Spannbeton, Richtlinien für Bemessung und Ausführung* (oktober 1953).

[3] Avram C. : *Curs de beton armat. Calculul și alcătuirea elementelor de construcții.* Litografia Învățămîntului – Timișoara 1955.

[4] • • •: DIN 1078 *Verbundträger – Strassenbrücken, Richtlinien für die Berechnung und Ausbildung* (sept. 1955).

[5] • • •: DIN 4239 *Verbund träger-Hochbau, Richtlinien für die Berechnung und Ausbildung* (sept. 1956).

[6] Hawranek-Steinhardt: *Theorie und Berechnung der Stahlbrücken* Springer-Verlag. Berlin-Göttingen-Heidelberg 1958.

[7] Stüssi F : *Entwurf und Berechnung von Stahlbauten Grund lagen des Stahlbauers.* Springer-Verlag Berlin-Göttingen-Heidelberg 1958.

[8] Viest Ivan M., Fountain R. S., Singleton R.S. : *Composite construction in Steel and Concrete* – New York Mc Graw-Hill Book Company, Ing. 1958.

[9] Sattler K. : *Theorie der Verbundkonstruktionen*, Berlin 1959.

[10] Gibschmann E. : *Die Verwendung von Stahlbeton Fertigteilen bei Brüken in Verbundbauweise-*Association Internationale des Ponts et Charpentes Sixieme Congres-Stockholm 1960.

[11] Kerensky O. A. : *Progres importants de l'art de l'ingenieur. Constructions mixtes.* Association Internationale de Ponts et Charpentes. Sixieme Congres – Stockholm 1960.

[12] De Miranda F. : *Aspects fondamentaux de la construction mixte acier-béton* – Acier, Stahl, Steel – 25 année Nr. 1, janvier 1960.

[13] Sterian D. : *Elemente de construcții metalice și poduri metalice*, partea a II-a, vol. 2. Editura Tehnică, București 1960.

[14] Viest Ivan M. : *Review of Research of Composite Steel-Concrete Beams* – Journal of the Structural Division, vol. 86 NO. ST. 6 June 1960.

[15] * * * : *Tentative Recomendation for the Design and Construction of Composite Beams and Girders for Buildings* – Progress Report of the Joint ASCE-ACI Committee on Composite Construction, Journal of the Structural Divison, vol. 86, NO ST. 12 December 1960.

[16] Fritz B. : *Verbund träger Berechnungs verfahren für die Brückenbauproxis* – Berlin Springer Verlag 1961.

[17] Sattler K. : *Composite Construction in Theory and Practice* – The Structural Engineer, London, april 1961, vol. 39 Nr. 4.

[18] Streletkii N. C. : *Metalliceskie construcţii*, Moscva 1961.

[19] Nicolau V. : *Betonul armat* – Bucureşti – Editura tehnică 1962.

[20] Matildi P., Bufalini M. : *Contributo al calcolo dei sistemi misti in acciaio-calcestruzzo* Luglio Construzioni Metaliche, 1963 Anno XV, N 4 – Agosto.

[21] * * * : *Normativ condiţional pentru calculul construcţiilor la stările limită*, Bucureşti – Editura Tehnică 1963.

[22] Wippel H. : *Berechung von Verbundkonstructionen aus Stahl und Beton*, Berlin, Springer – Verlag, 1963.

[23] Chapmen I. C. : *The Behaviour of Composite Beams in Steel and Concrete* – London, The Stuctural Engineer, april 1964, vol. 42, Nr. 4.

[24] Chapmen I. C. : *Experiments on Composite Beams – The structural Engineer*, november 1964, vol. 42, Nr. 11.

[25] Streletki N. N. : *Stalejelezobetonnii mosti*. Izdatelstvo. Transport. Moscva 1965.

[26] * * * *Calcul des planches mixtes acier-béton* (Recommandation du C.T.I.C.M.) Construction metallique. 3 septembre 1965.

Torsionarea grinzilor marginale la planşeele din beton armat

Ing. D. Coşa, ing. D. Pecurariu

Literatura de specialitate şi prescripţiile oficiale afirmă în unanimitate, şi pe bună dreptate că rigiditatea la torsiuni a elementelor marginale ale planşeelor din beton armat (grinzi marginale, centuri), executate monolit cu planşeul, realizează pentru elementele acestuia (placă, grinzi) încastrări elastice. Cu toate acestea, informaţiile cantitative, privitoare la solicitarea la torsiune în grinzile marginale şi la încovoierea extremităţilor grinzilor şi plăcii, lipsesc sau sînt atît de vagi încît aprecierea stării de eforturi rămîne literalmente la latitudinea proiectantului, în funcţie de curajul şi experienţa sa în proiectare.

Mai mult, chiar şi în aprecierea calitativă a fenomenului, în comentariile ce preced colecţia de STAS-uri de beton şi beton armat încă în vigoare, tipărită în 1958 în seria tehnică A a Bibliotecii standardizării, se strecoară afirmaţii care provoacă cel puţin nedumerire. În cartea mai sus-amintită, la pagina 258, referitor la cazul plăcii sau nervurii încastrate elastic într-o grindă sau nervură marginală, se recomandă, ca principal indice în aprecierea gradului de încastrare, raportul dintre rigidităţile la torsiune şi încovoiere ale grinzii marginale ; în funcţie de valorile acestui raport se preconizează utilizarea unor momente de calcul cu valori cuprinse între 1/4 şi 2/3 din momentul de încastrare perfectă. Chiar făcînd abstracţie de caracterul extrem de larg al afirmaţiei, recomandarea nu poate fi acceptată, deoarece nu ţine seamă de ceea ce este esenţial în aprecierea eforturilor ce iau naştere într-o încastrare elastică : rigiditatea elementului încastrat, corelată cu rigiditatea elementului în care se face încastrarea. Desigur că, în cazul în care s-ar ţine seamă şi de deformaţia la încovoiere a grinzii marginale, raportul de care am vorbit ar putea fi una din mărimile care interesează ; fără referiri la rigiditatea elementelor ce se prind în grinda marginală, el ne poate oferi cel mult o indicaţie despre măsura în care poate fi considerată cu prioritate ipoteza simplei rezemări pe reazem elastic sau încastrarea elastică pe reazem rigid.

Abordarea riguroasă a fenomenului în întreaga lui complexitate conduce la complicaţii foarte mari care practic nu pot fi depăşite. Totuşi ipoteze simplificatoare alese judicios pot conduce la calcule relativ simple şi care să aproximeze cu suficientă precizie starea reală de eforturi. Astfel, studiul reţelei de grinzi luată independent (fără placă) poate rezolva satisfăcător problema încastrării elementelor liniare în grinda marginală.

Lucrarea de faţă îşi propune, ca fără a adăuga ipoteze simplificatoare suplimentare faţă de cele îndeobşte admise la calculul panourilor de placă ale planşeelor din beton armat, să localizeze efectul încastrării plăcii în grinda marginală. În acest scop, în lucrare sînt rezolvate prin teoria exactă a plăcilor două cazuri particulare de plăci dreptunghiulare cu anumite rezemări pe contur (fig. 1a şi 1b), cazuri care ne permit să tragem concluzii acceptabile pentru situaţia reală, atît din punct de vedere calitativ, cît şi din punct de vedere cantitativ.

I. CONSIDERAŢII GENERALE PRIVITOARE LA CONLUCRAREA PLĂCII CU BARA DE TORSIUNE

Calculul ce urmează se deosebeşte de cel obişnuit prin aceea că, în timp ce pe trei din laturile sale, placa are prinderi ideale (încastrări şi simple rezemări), pe cea de-a patra vom adăuga la rezemarea rigidă şi efectul conlucrării plăcii cu o bară de torsiune dublu încastrată.

Pentru aceasta, condiţiile de contur pentru placă pe latura I vor exprima, pe lîngă că săgeţile sînt nule, şi faptul că rotirile barei de torsiune şi ale marginii plăcii sînt egale între ele.

Convenţiile de semne pentru solicitările şi deformaţiile barei de torsiune le vom stabili în conformitate cu regula şurubului drept.

Momentul de torsiune M_t este pozitiv, dacă în reprezentare vectorială este dirijat după normala exterioară la suprafaţa considerată.

Într-o secţiune dată, perechea momentelor de torsiune pozitivă se reprezintă ca în figura 2 a.

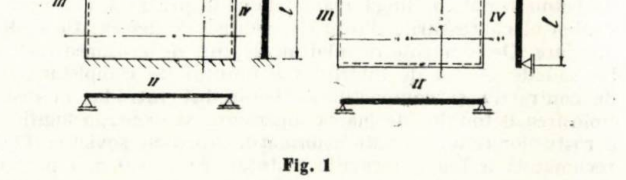
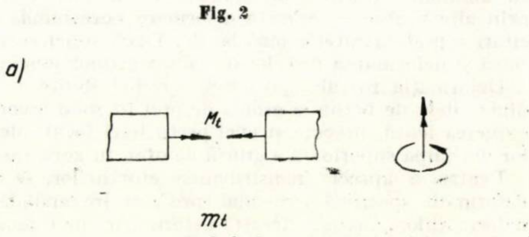


Fig. 1

Fig. 2



Cuplurile distribuite exterioare m_t sînt pozitive, dacă în reprezentare vectorială sînt dirijate în sensul pozitiv al axei barei.

Rotirile secţiunilor (φ) sînt pozitive în aceleaşi condiţii ca m_t.

În convenţia de semne aleasă, relaţiile diferenţiale pentru bara torsionată vor fi puţin modificate faţă de cele cu care sîntem obişnuiţi.

Scriem echilibrul elementului de bară din figura 2 b:

$$-M_t + m_t\,dx + M_t + dM_t = 0$$

$$\boxed{\frac{dM_t}{dx} = -m_t}\,. \qquad (1)$$

Ecuaţia de deformaţie:

$$\frac{d\varphi}{dx} = \frac{M_t}{GI_t}$$

$$\boxed{\frac{d^2\varphi}{dx^2} = -\frac{m_t}{GI_t}}\,. \qquad (2)$$

Folosim axele de referinţă ca în figura 3.

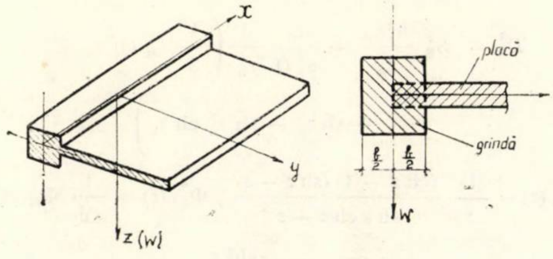


Fig. 3

În ceea ce priveşte placa, trebuie observat că în lungul barei de torsiune, momentul secţional m_y se identifică cu m_t;

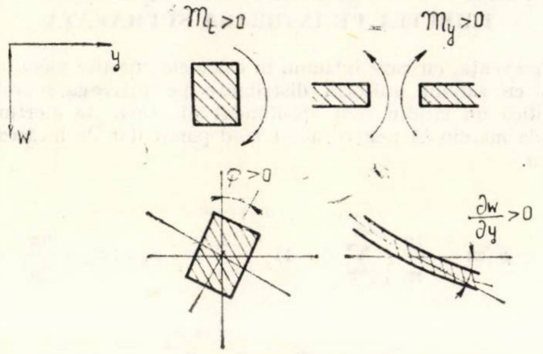


Fig. 4

de asemenea, rotirea plăcii $\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)$ cu rotirea φ. Pentru a vedea în ce măsură corespund şi semnele, să urmărim figura 4

$$m_t = -m_y \qquad (3)$$

$$\varphi = \frac{\partial w}{\partial y}\,. \qquad (4)$$

Ecuaţia (4) reprezintă cea de-a doua condiţie de contur pe latura I.

În lungul barei de torsiune, ca urmare a faptului că $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ este nul, m_y are expresia:

$$m_y = -D\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\,. \qquad (5)$$

D reprezintă caracterstica de rigiditate a plăcii.

Utilizarea celei de-a doua condiţii de contur sub forma (4) este neconvenabilă, unghiul φ rezultînd din (2), printr-o dublă integrare în raport cu x. Utilizînd aceeaşi condiţie, dar derivată de două ori în raport cu x, dificultăţile sînt înlăturate.

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} = \frac{\partial^3 w}{\partial x^2\,\partial y}\,. \qquad (4')$$

Ţinînd seamă succesiv de relaţiile (2), (3) şi (5), obţinem exprimarea lui $\frac{d^2\varphi}{dx^2}$ în funcţie de w.

$$\frac{d^2\varphi}{dx^2} = -\frac{m_t}{GI_t} = \frac{m_y}{GI_t} = -\frac{D}{GI_t}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2},$$

$$\boxed{\frac{\partial^3 w}{\partial x^2\,\partial y} = -\frac{D}{GI_t}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}} \qquad (4'')$$

II. INTEGRAREA ECUAŢIEI PLĂCII

$$\nabla^4 w = \frac{p}{D}\,. \qquad (6)$$

Vom căuta obţinerea soluţiei ecuaţiei (6), în condiţiile de contur concrete pentru cele două cazuri alese. Din condiţia (4″) care trebuie satisfăcută pe latura I, decurge necesitatea utilizării metodei seriilor trigonometrice simple. Metoda cere ca încărcarea p variabilă în raport cu x să rămînă constantă în raport cu y. Pentru simplificare vom presupune încărcarea simetrică în raport cu axa oy. Dacă ţinem seamă că ipotezele curente de încărcare ale plăcilor care realizează valori maxime pentru m_t şi M_t sînt în general simetrice faţă de oy şi independente de y, limitările de care am vorbit sînt mai mult aparente.

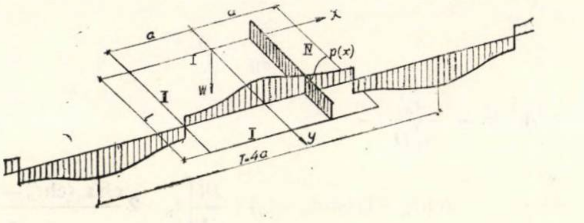


Fig. 5

Date fiind simpla rezemare pe laturile III şi IV ca şi simetria faţă de oy, încărcarea $p(x)$, prin dezvoltare în serie trigonometrică, se periodicizează ca în figura 5.

$$p(x) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \cos\alpha_n x$$

$$\alpha_n = \frac{2n\pi}{T} = \frac{n\pi}{2a}\,.$$

Soluţia ecuaţiei (6) este de forma:

$$w(x, y) = \sum_{1}^{\infty}\left[(A_n + \alpha_n y\,C_n)\operatorname{ch}\alpha_n y + (B_n + \alpha_n y\,D_n)\operatorname{sh}\alpha_n y + \frac{a_n}{\alpha_n^4 D}\right]\cos\alpha_n x, \qquad (7)$$

$w(x, y)$ sub forma (7) satisface automat condițiile de contur pe laturile III și IV.

Pentru $x = \pm a \quad w = 0$

$$m_x = 0.$$

$$\varphi = 0.$$

Valorile coeficienților A_n, B_n, C_n, D_n, pentru cele două cazuri în discuție, se determină din condițiile de contur existente pe laturile I și II.

$$m_t = -G I_t \left.\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right|_{y=0} = G I_t \sum_1^\infty \alpha_n^3 (B_n + C_n) \cos \alpha_n x. \quad (8)$$

$$M_t = -\int_0^x m_t \, dx. \quad (9)$$

Anticipînd rezultatele, expresiile pentru m_t și M_t în cele două cazuri vor fi analoge și anume:

$$\boxed{m_t = l^2 \sum_1^\infty a_n \frac{\Phi_1(z_n)}{z_n + 2\frac{Dl}{G I_t}\Phi_2(z_n)} \cos \alpha_n x}. \quad (10)$$

$$\boxed{M_t = -l^3 \sum_1^\infty a_n \frac{\Phi_1^{\bullet}(z_n)}{z_n + 2\frac{Dl}{G I_t}\Phi_2(z_n)} \sin \alpha_n x}. \quad (11)$$

Am folosit notația: $z_n = \alpha_n l$.

Funcțiile $\Phi_1(z)$, $\Phi_1^{\bullet}(z)$ și $\Phi_2(z)$ au expresii distincte pentru plăcile din figurile 1 a și 1 b. Expresiile lor le vom determina pentru fiecare caz în parte.

a) Placă încastrată pe latura II (figura 1 a).

Condiții de contur:

$$y = 0 \quad w = 0$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = -\frac{D}{G I_t}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

$$y = l \quad w = 0$$

$$\frac{\partial w}{\partial y} = 0$$

$$A_n^a = -\frac{a_n}{\alpha_n^4 D}$$

$$B_n^a = \frac{a_n}{\alpha_n^4 D}\,\frac{(\operatorname{ch} z_n - 1)(\operatorname{sh} z_n - z_n) + \frac{Dl}{G I_t}\left[z_n + 2\frac{\operatorname{ch} z_n(\operatorname{ch} z_n - 1) - z_n \operatorname{sh} z_n}{z_n}\right]}{\operatorname{sh}^2 z_n - z_n^2 + 2\frac{Dl}{G I_t}\frac{\operatorname{sh} z_n \operatorname{ch} z_n - z_n}{z_n}}$$

$$C_n^a = -B_n^a \frac{\operatorname{sh}^2 z_n}{z_n^2} + \frac{a_n}{\alpha_n^4 D}\frac{(\operatorname{ch} z_n - 1)(\operatorname{sh} z_n - z_n)}{z_n^2}$$

$$D_n^a = -B_n^a \frac{z_n - \operatorname{sh} z_n \operatorname{ch} z_n}{z_n^2} +$$

$$+ \frac{a_n}{\alpha_n^4 D}\frac{\operatorname{ch} z_n(1 - \operatorname{ch} z_n) + z_n \operatorname{sh} z_n}{z_n^2}$$

$$\Phi_{1a}(z) = \frac{1}{z}\frac{\operatorname{sh} z - z}{\operatorname{sh} z + z}; \quad \Phi_{1a}^{\bullet}(z) = \frac{1}{z}\Phi_{1a}(z);$$

$$\Phi_{2a}(z) = \frac{\operatorname{sh} z \operatorname{ch} z - z}{\operatorname{sh}^2 z - z^2}.$$

b) Placă simplu rezemată pe latura II (figura 1b).

Condiții de contur: $y = 0 \quad w = 0$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = -\frac{D}{G I_t}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

$$y = l \quad w = 0$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0$$

$$A_n^b = -\frac{a_n}{\alpha_n^4 D}$$

$$B_n^b = \frac{a_n}{\alpha_n^4 D}\,\frac{z_n \operatorname{ch} z_n(\operatorname{ch} z_n - 1) - \frac{1}{2} z_n^2 \operatorname{sh}^2 z_n + \frac{Dl}{G I_t}(\operatorname{ch} z_n - 1)(2\operatorname{sh} z_n - z_n}{z_n \operatorname{sh} z_n \operatorname{ch} z_n - z_n^2 + 2\frac{Dl}{G I_t}\frac{\operatorname{sh}^2 z_n}{z_n^2}}$$

$$C_n^b = -B_n^b \frac{\operatorname{sh} z_n \operatorname{ch} z_n}{z_n} - \frac{a_n}{\alpha_n^4 D}\frac{1}{z_n}\left(\frac{1}{2} z_n \operatorname{sh} z_n + \right.$$

$$\left. + \operatorname{ch} z_n - \operatorname{ch}^2 z_n\right)$$

$$D_n^b = B_n^b \frac{\operatorname{sh}^2 z_n}{z_n} + \frac{a_n}{\alpha_n^4 D}\frac{1}{z_n}\left(\frac{1}{2} z_n \operatorname{ch} z_n + \right.$$

$$\left. + \operatorname{sh} z_n - \operatorname{sh} z_n \operatorname{ch} z_n\right)$$

$$\Phi_{1b}(z) = \frac{1}{z}\frac{(\operatorname{ch} z - 1)(\operatorname{sh} z - z)}{\operatorname{sh} z \operatorname{ch} z - z}; \quad \Phi_{1b}^{*}(z) = \frac{1}{z}\Phi_{1b}(z);$$

$$\Phi_{2b}(z) = \frac{\operatorname{sh}^2 z}{\operatorname{sh} z \operatorname{ch} z - z.}.$$

Pentru a ușura utilizarea expresiilor (10) și (11), la lucrare am anexat o tabelă cu valorile funcțiilor Φ_{1a}, Φ_{1b}, Φ_{2a}, Φ_{2b} $\Phi_{1a}^{\bullet}$, Φ_{1b}^{*} pentru valori ale lui z luate din zecime în zecime.

III. PLĂCI ÎNCĂRCATE CU SARCINĂ UNIFORM DISTRIBUITĂ PE ÎNTREAGA SUPRAFAȚĂ

Frecvența, cu care întîlnim în calculele curente plăci încărcate cu sarcini uniform distribuite pe întreaga suprafață, justifică un studiu mai aprofundat al stării de eforturi în grinda marginală pentru acest mod particular de încărcare a plăcii.

$$p(x) = \frac{4p}{\pi}\sum_{1,3,5,\ldots}^{\infty}(-1)^{\frac{n-1}{2}}\frac{1}{n}\cos \alpha_n x; \quad \alpha_n = \frac{n\pi}{2a}$$

$$m_t(x) = \frac{4}{\pi} p l^2 \sum_{1,3,5,\ldots}^{\infty}(-1)^{\frac{n-1}{2}} \gamma_n \cos \alpha_n x$$

$$\gamma_n = \frac{1}{n}\frac{\Phi_1(z_n)}{z_n + 2\frac{Dl}{G I_t}\Phi_2(z_n)}$$

$$M_t(x) = \frac{4}{\pi} p l^3 \sum_{1,3,5,\ldots}^{\infty}(-1)^{\frac{n+1}{2}}\frac{\gamma_n}{z_n}\sin \alpha_n x.$$

Solicitările m_t și M_t, fie că ne referim la o placă de tipul celor din figura 1 a sau 1 b, pot avea variații de tipul celor

Tabela funcţiilor ∅

Z	Φ_{1a}	Φ_{1a}^*	Φ_{2a}	Φ_{1b}	Φ_{1b}^*	Φ_{2b}
0,1	0,0085	0,08493	19,71	0,0127	0,12670	14,96
0,2	0,0167	0,08347	10,01	0,0250	0,12495	7,534
0,3	0,0249	0,08308	6,707	0,0373	0,12425	5,060
0,4	0,0331	0,08287	5,054	0,0495	0,12365	3,830
0,5	0,0413	0,08266	4,066	0,0615	0,12296	3,100
0,6	0,0494	0,08232	3,419	0,0732	0,12203	2,619
0,7	0,0574	0,08196	2,951	0,0847	0,12098	2,282
0,8	0,0652	0,08155	2,607	0,0958	0,11979	2,034
0,9	0,0730	0,08108	2,343	0,1066	0,11845	1,845
1,0	**0,0805**	**0,08054**	**2,134**	**0,1170**	**0,11697**	**1,698**
1,1	0,0880	0,07996	1,966	0,1269	0,11536	1,581
1,2	0,0952	0,07932	1,828	0,1364	0,11363	1,486
1,3	0,1022	0,07862	1,714	0,1453	0,11179	1,409
1,4	0,1090	0,07787	1,618	0,1538	0,10984	1,345
1,5	0,1156	0,07706	1,536	0,1617	0,10779	1,292
1,6	0,1219	0,07620	1,467	0,1691	0,10566	1,248
1,7	0,1280	0,07530	1,407	0,1759	0,10345	1,210
1,8	0,1338	0,07434	1,356	0,1821	0,10118	1,179
1,9	0,1393	0,07333	1,311	0,1878	0,09885	1,152
2,0	**0,1446**	**0,07228**	**1,272**	**0,1929**	**0,09647**	**1,130**
2,1	0,1495	0,07119	1,238	0,1975	0,09406	1,110
2,2	0,1541	0,07005	1,209	0,2016	0,09162	1,094
2,3	0,1584	0,06888	1,183	0,2051	0,08917	1,080
2,4	0,1624	0,06767	1,160	0,2081	0,08671	1,068
2,5	0,1661	0,06643	1,140	0,2106	0,08425	1,058
2,6	0,1694	0,06517	1,122	0,2127	0,08181	1,049
2,7	0,1725	0,06388	1,107	0,2143	0,07937	1,042
2,8	0,1752	0,06257	1,093	0,2155	0,07697	1,036
2,9	0,1776	0,06124	1,082	0,2163	0,07459	1,030
3,0	**0,1797**	**0,05990**	**1,074**	**0,2168**	**0,07226**	**1,026**
3,1	0,1815	0,05855	1,062	0,2169	0,06996	1,022
3,2	0,1830	0,05719	1,054	0,2167	0,06771	1,018
3,3	0,1843	0,05583	1,047	0,2162	0,06550	1,015
3,4	0,1852	0,05448	1,041	0,2154	0,06335	1,013
3,5	0,1859	0,05312	1,035	0,2144	0,06126	1,011
3,6	0,1864	0,05178	1,031	0,2132	0,05922	1,009
3,7	0,1866	0,05044	1,027	0,2118	0,05724	1,008
3,8	0,1866	0,04912	1,023	0,2102	0,05532	1,007
3,9	0,1865	0,04781	1,020	0,2085	0,05346	1,006
4,0	**0,1861**	**0,04652**	**1,017**	**0,2067**	**0,05166**	**1,005**
4,1	0,1855	0,04525	1,015	0,2047	0,04992	1,004
4,2	0,1848	0,04400	1,013	0,2026	0,04824	1,003
4,3	0,1839	0,04278	1,011	0,2005	0,04662	1,003
4,4	0,1829	0,04158	1,009	0,1983	0,04506	1,002
4,5	0,1818	0,04040	1,008	0,1960	0,04355	1,002
4,6	0,1806	0,03926	1,007	0,1937	0,04210	1,002
4,7	0,1792	0,03814	1,006	0,1913	0,04071	1,001
4,8	0,1778	0,03705	1,005	0,1890	0,03937	1,001
4,9	0,1763	0,03598	1,004	0,1866	0,03808	1,001
5,0	**0,1747**	**0,03495**	**1,004**	**0,1842**	**0,03684**	**1,001**
5,1	0,1731	0,03394	1,003	0,1818	0,03564	1,001
5,2	0,1714	0,03297	1,003	0,1794	0,03450	1,001
5,3	0,1697	0,03202	1,002	0,1770	0,03340	1,001
5,4	0,1680	0,03110	1,002	0,1746	0,03234	1,000
5,5	0,1662	0,03021	1,002	0,1723	0,03133	1,000
5,6	0,1644	0,02935	1,001	0,1700	0,03035	1,000
5,7	0,1625	0,02852	1,001	0,1677	0,02941	1,000
5,8	0,1607	0,02771	1,001	0,1654	0,02851	1,000
5,9	0,1589	0,02693	1,001	0,1631	0,02765	1,000
6,0	**0,1570**	**0,02617**	**1,001**	**0,1609**	**0,02682**	**1,000**
6,1	0,1552	0,02544	1,001	0,1588	0,02603	1,000
6,2	0,1534	0,02474	1,001	0,1566	0,02526	1,000
6,3	0,1516	0,02406	1,000	0,1545	0,02452	1,000
6,4	0,1497	0,02340	1,000	0,1524	0,02382	1,000
6,5	0,1479	0,02276	1,000	0,1504	0,02314	1,000
6,6	0,1462	0,02215	1,000	0,1484	0,02248	1,000
6,7	0,1444	0,02155	1,000	0,1464	0,02186	1,000
6,8	0,1427	0,02098	1,000	0,1445	0,02125	1,000
6,9	0,1410	0,02043	1,000	0,1426	0,02067	1,000
7,0	**0,1393**	**0,01989**	**1,000**	**0,1408**	**0,02011**	**1,000**
7,1	0,1376	0,01938	1,000	0,1390	0,01957	1,000
7,2	0,1359	0,01888	1,000	0,1372	0,01905	1,000
7,3	0,1343	0,01840	1,000	0,1355	0,01856	1,000
7,4	0,1327	0,01793	1,000	0,1338	0,01807	1,000
7,5	0,1311	0,01749	1,000	0,1321	0,01761	1,000
7,6	0,1296	0,01705	1,000	0,1304	0,01716	1,000
7,7	0,1281	0,01663	1,000	0,1288	0,01673	1,000
7,8	0,1266	0,01623	1,000	0,1273	0,01632	1,000
7,9	0,1251	0,01584	1,000	0,1257	0,01592	1,000
8,0	**0,1237**	**0,01546**	**1,000**	**0,1242**	**0,01553**	**1,000**
8,1	0,1222	0,01509	1,000	0,1228	0,01516	1,000
8,2	0,1209	0,01474	1,000	0,1213	0,01480	1,000
8,3	0,1195	0,01440	1,000	0,1199	0,01445	1,000
8,4	0,1182	0,01406	1,000	0,1185	0,01411	1,000
8,5	0,1168	0,01375	1,000	0,1172	0,01379	1,000
8,6	0,1155	0,01344	1,000	0,1159	0,01347	1,000
8,7	0,1143	0,01314	1,000	0,1146	0,01317	1,000
8,8	0,1130	0,01284	1,000	0,1133	0,01288	1,000
8,9	0,1118	0,01256	1,000	0,1121	0,01259	1,000
9,0	**0,1106**	**0,01229**	**1,000**	**0,1108**	**0,01232**	**1,000**
9,1	0,1094	0,01203	1,000	0,1096	0,01205	1,000
9,2	0,1083	0,01177	1,000	0,1085	0,01179	1,000
9,3	0,1072	0,01152	1,000	0,1073	0,01154	1,000
9,4	0,1061	0,01128	1,000	0,1062	0,01130	1,000
9,5	0,1050	0,01105	1,000	0,1051	0,01106	1,000
9,6	0,1039	0,01082	1,000	0,1040	0,01084	1,000
9,7	0,1028	0,01060	1,000	0,1030	0,01061	1,000
9,8	0,1018	0,01039	1,000	0,1019	0,01040	1,000
9,9	0,1008	0,01018	1,000	0,1009	0,01019	1,000
10,0	**0,0998**	**0,00998**	**1,000**	**0,0999**	**0,00998**	**1,000**
>10	$\approx 1/z$	$\approx 1/z^2$	1,000	$\approx 1/z$	$\approx 1/z^2$	1,000

reprezentate în figura 6. La aceste diagrame mărimile care interesează sînt $M_{t\,max}$, m_{t0} şi $m_{t\,max}$ dacă el nu coincide cu m_{t0}.

$$m_{t0} = pl^2 \frac{4}{\pi} \sum_{1,3,5\ldots}^{\infty} (-1)^{\frac{n-1}{2}} \gamma_n$$

$$M_{t\,max} = pl^3 \frac{4}{\pi} \sum_{1,3\,5\ldots}^{\infty} \frac{\gamma_n}{z_n}.$$

Pentru fiecare caz studiat în lucrare, s-au calculat corespunzător diverselor valori ale rapoartelor $\frac{2a}{l}$ şi $\frac{Dl}{GI_t}$ mărimile momentelor m_{t0} şi $M_{t\,max}$, mărimi care au fost întabulate, abstracţie făcînd de factorii dimensionali pl^2 şi respectiv pl^3 (tabela 1 şi tabela 2).

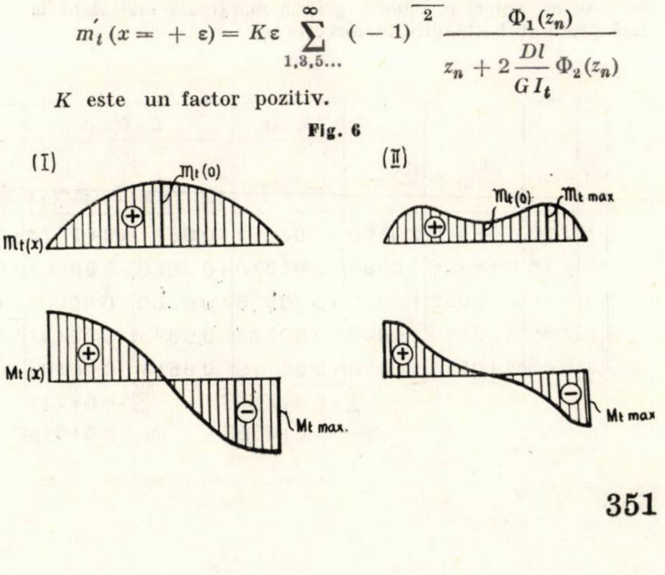
Este important de a şti de la bun început tipul diagramei m_t; dacă ea este de tipul II, găsirea lui $m_{t\,max}$ nu poate fi făcută decît calculînd m_t în diverse puncte şi alegîndu-l pe cel mai mare.

Un criteriu necesar şi suficient ar fi semnul derivatei lui m_t în vecinătatea pozitivă a originei: negativ pentru tipul I şi pozitiv pentru tipul II.

$$m_t(x = +\varepsilon) = K\varepsilon \sum_{1,3,5\ldots}^{\infty} (-1)^{\frac{n+1}{2}} \frac{\Phi_1(z_n)}{z_n + 2\frac{Dl}{GI_t}\Phi_2(z_n)}$$

K este un factor pozitiv.

Fig. 6



Un criteriu mult mai puțin justificat din punct de vedere matematic însă mult mai expeditiv îl poate constitui compararea valorilor $m_{t_0} \cdot a$ și $M_{t\,max}$, valori pe care le putem obține direct sau prin interpolare din tabelele ce se află în lucrare. Recomandăm ca acolo unde $M_{t\,max}$ este mai mic decît $\frac{3}{4}\, m_{t_0} \cdot a$ să se considere că diagrama m_t este de tipul I.

Tabela 1

$m_{t_0}^{a} = \mu_a\, pl^2 \qquad M_{t\,max.}^{a} = -\nu_a\, pl^3$

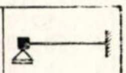
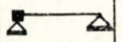
$\frac{Dl}{GJ_t}$ \ $\frac{2a}{l}$	1	1,5	2	2,5	3	
0,2	0,0613	0,0648	0,0587	0,0497	0,0418	μ_a
	0,0213	0,0367	0,0470	0,0576	0,0636	ν_a
0,4	0,0545	0,0535	0,0434	0,0353	0,0260	μ_a
	0,0190	0,0309	0,0388	0,0434	0,0459	ν_a
0,6	0,0491	0,0456	0,0354	0,0253	0,0183	μ_a
	0,0171	0,0268	0,0323	0,0350	0,0376	ν_a
0,8	0,0446	0,0382	0,0292	0,0199	0,0137	μ_a
	0,0158	0,0231	0,0278	0,0295	0,0303	ν_a
1,0	0,0409	0,0345	0,0246	0,0162	0,0108	μ_a
	0,0145	0,0212	0,0243	0,0256	0,0261	ν_a
1,2	0,0378	0,0297	0,0214	0,0136	0,0088	μ_a
	0,0135	0,0192	0,0217	0,0226	0,0229	ν_a

Tabela 2

$m_{t_0}^{b} = \mu_b\, pl^2 \qquad M_{t\,max.}^{b} = -\nu_b\, pl^3$

$\frac{Dl}{GJ_t}$ \ $\frac{2a}{l}$	1	1,5	2	2,5	3	
0,2	0,0738	0,0904	0,0896	0,0815	0,0715	μ_b
	0,0254	0,0490	0,0691	0,0850	0,0970	ν_b
0,4	0,0661	0,0761	0,0707	0,0597	0,0486	μ_b
	0,0228	0,0419	0,0563	0,0658	0,0772	ν_b
0,6	0,0594	0,0660	0,0581	0,0465	0,0359	μ_b
	0,0205	0,0366	0,0474	0,0539	0,0575	ν_b
0,8	0,0544	0,0578	0,0491	0,0380	0,0283	μ_b
	0,0189	0,0325	0,0411	0,0458	0,0482	ν_b
1,0	0,0500	0,0514	0,0425	0,0319	0,0230	μ_b
	0,0175	0,0292	0,0363	0,0397	0,0415	ν_b
1,2	0,0462	0,0465	0,0368	0,0274	0,0194	μ_b
	0,0162	0,0266	0,0324	0,0352	0,0366	ν_b

Chiar dacă pe baza acestui criteriu am încadra greșit în tipul I o diagramă care de fapt aparține tipului II, faptul nu are o prea mare importanță: $m_{t\,max}$ se produce într-o secțiune destul de apropiată de mijlocul grinzii iar mărimea sa diferă foarte puțin de m_{t_0}.

Din studierea tabelelor 1 și 2 rezultă că diagramele de tip I se întîlnesc cu precădere acolo unde rapoartele $\frac{2a}{l}$ și $\frac{Dl}{GI_t}$ au valori mai mici iar cele de tip II acolo unde aceleași apoarte au valori mai mari (grindă marginală mai slabă la lăci pronunțat alungite în direcția x).

Dintre cele două rapoarte cel care are un rol precumpănitor în stabilirea tipului de diagramă este raportul laturilor.

În continuare este prezentat mersul calculului pentru trasarea diagramelor $m_t\ (x)$ și $M_l\ (x)$.

Exemplul 1. Placă încastrată pe latura II $\frac{2a}{l} = 3$;

$$\frac{Dl}{GI_t} = 0{,}6\,;\ \alpha_n = \frac{n\pi}{2a};\ z_n = \frac{n\,\pi}{2a}\ l = n\,\frac{\pi}{3}$$

(tab. 3)

$$M_{t_0} = 0$$

$$M_{t1} = -\,0{,}1\ (0{,}0183 + 0{,}0191)\ pl^2\,a = -\ 0{,}00374\ pl^2\,a$$

$$M_{t2} = -\ 0{,}00374\ \ pl^2 a - 0{,}1\ (0{,}0191 + 0{,}0254)\ pl^2\,a = -\ 0{,}0082\ pl^2\,a$$

$$M_{t3} = -\ 0{,}0082\ pl^2 a - 0{,}1\ (0{,}0254 + 0{,}0310)\ pl^2\,a = -\ 0{,}0138\ pl^2\,a$$

$$M_{t4} = -\ 0{,}0138\ pl^2 a - 0{,}1\ (0{,}0310 + 0{,}0330)\ pl^2 a = -\ 0{,}0202\ pl^2\,a$$

$$M_{t\,max} = -\frac{4}{\pi}\,pl^3\left(\frac{0{,}0239}{1{,}05} + \frac{0{,}0137}{3{,}15} + \frac{0{,}00528}{5{,}25} + \frac{0{,}00223}{7{,}35} + \frac{0{,}00110}{9{,}45}\right) = -\ 0{,}0376\ pl^3 = -$$

$$= -\ 0{,}0376\ pl^2\,a\,\frac{l}{a} = -\ 0{,}0251\ \ pl^2\,a.$$

Diagramele cotate sînt reprezentate în figura 7.

În cazul diagramelor de tip II foarte pronunțat se recomandă ca $M_{t\,max}$ să fie calculat cu ajutorul seriei și nu prin asimilarea diagramei m_t cu triunghiuri și trapeze.

Exemplul 2. Placă rezemată pe latura II $\frac{2a}{l} = 1$;

$$\frac{Dl}{GI_t} = 0{,}6$$

$$z_1 = \ 3{,}14\,;\ \ \Phi_{1b}\,(z_1) = 0{,}2168\,;\ \ \Phi_{2b}\,(z_1) = 1{,}0203$$

$$z_3 = \ 9{,}43\,;\ \ \Phi_{1b}\,(z_3) = 0{,}1059\,;\ \ \Phi_{2b}\,(z_3) = 1{,}0000$$

$$z_5 = 15{,}72\,;\ \ \Phi_{1b}\,(z_5) = 0{,}0636\,;\ \ \Phi_{2b}\,(z_5) = 1{,}0000$$

$$z_7 = 22{,}00\,;\ \ \Phi_{1b}\,(z_7) = 0{,}0455\,;\ \ \Phi_{2b}\,(z_7) = 1{,}0000.$$

Trecînd peste calcule care decurg în același mod ca și în exemplul precedent, obținem diagramele din figura 8.

★

În cazul cînd bara de torsiune se află la marginea unui planșeu pe grinzi și nervuri, ce suportă pe lîngă greutatea proprie g și o sarcină utilă q cu care se pot realiza diverse ipoteze de încărcare, momentele de calcul în ipoteza de maxi-

Tabela 3

n	z_n	$\Phi_{1a}(z_n)$	$\Phi_{2a}(z_n)$	$x = 0$	$x = 0{,}2a$		$x = 0{,}4a$		$x = 0{,}6a$		$x = 0{,}8a$	
				$(-1)^{\frac{n-1}{2}}\,\gamma_n$	$\cos\alpha_n x$	$(-1)^{\frac{n-1}{2}}\,\gamma_n \cos\alpha_n x$	$\cos\alpha_n x$	$(-1)^{\frac{n-1}{2}}\,\gamma_n \cos\alpha_n x$	$\cos\alpha_n x$	$(-1)^{\frac{n-1}{2}}\,\gamma_n \cos\alpha_n x$	$\cos\alpha_n x$	$(-1)^{\frac{n-1}{2}}\,\gamma_n \cos\alpha_n x$
1	1.05	0.08420	2,0550	+0,02390	+0,9511	+0,02273	+0,8090	+0,01936	+0,5878	+0,01405	+0,3090	+0,00738
3	3,15	0,18225	1,0580	-0,01370	+0,5878	-0,00805	-0,3090	+0,00424	-0,9511	+0,01302	-0,8090	+0 01108
5	5,25	0,17055	1,0025	+0,00528	0,0000	0,00000	-1,0000	-0,00528	0 0000	0,00000	+1 0000	+0,00528
7	7 35	0,13350	1,0000	-0 00223	-0,5878	+0,00131	-0,3090	+0,00069	+0 9511	-0 00212	-0,8090	+0,00180
9	9.45	0,10550	1,0000	+0,00110	-0,9511	-0,00104	+0,8090	+0,00089	-0,5878	-0,00065	+0,3090	+0,00035

Σ -0,01435 $\qquad \Sigma$ -0,01495 $\qquad \Sigma$ -0,01990 $\qquad \Sigma$ -0,02430 $\qquad \Sigma$ -0,02589

m_{t0} -0 0183pl^2 $\qquad m_{t1}$ -0,0191pl^2 $\qquad m_{t2}$ -0,0254pl^2 $\qquad m_{t3}$ =0 0310pl^2 $\qquad m_{t4}$ =0 0330pl^2

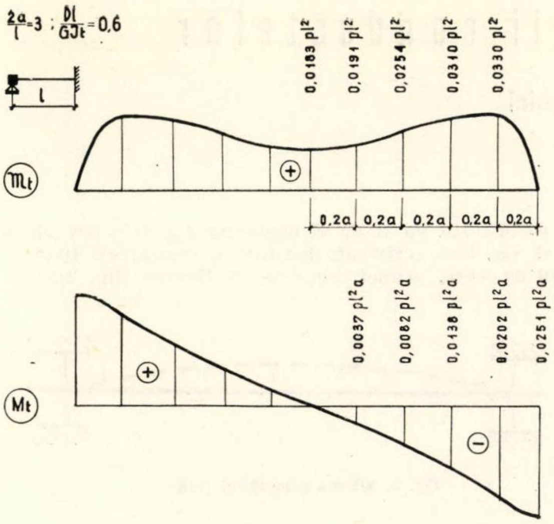


Fig. 7

mă solicitare a grinzii marginale, evaluate în acelaşi spirit ca şi în cazul plăcilor continue, vor fi :

$$m_{t_0} = m_{t0}^{a}\left(g + \frac{1}{2}\,q\right) + m_{t0}^{b}\left(\frac{1}{2}\,q\right)$$

$$M_{t\,max} = M_{t\,max}^{a}\left(g + \frac{1}{2}\,q\right) + M_{t\,max}^{b}\left(\frac{1}{2}\,q\right).$$

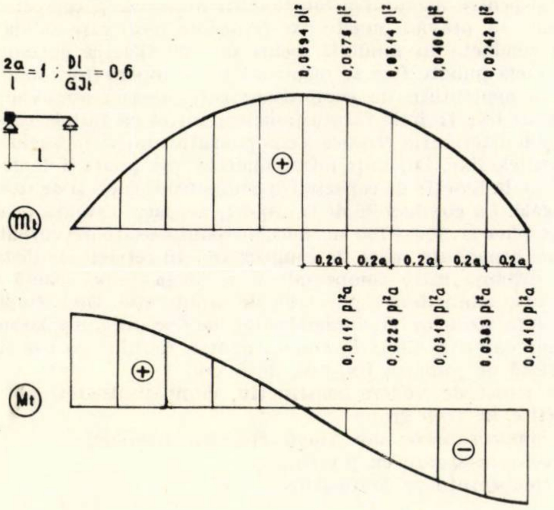


Fig. 8

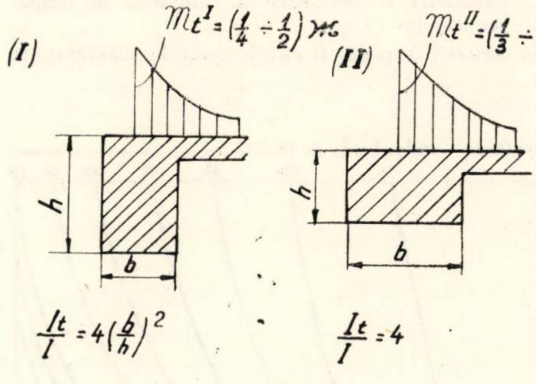
IV. ÎN LOC DE CONCLUZII

Scopul lucrării de faţă a fost de a pune la dispoziţia proiectantului un procedeu relativ simplu cu ajutorul căruia să se poată obţine informaţii privitoare la torsionarea grinzilor marginale ale planşeelor, ca urmare a efectului de încastrare elastică realizat în lungul ei de această grindă pentru panoul de placă adiacent. Cu toate că pentru cazurile studiate în lucrare rezolvarea a fost făcută pe baza teoriei exacte, schematizarea rezemărilor şi idealizarea materialului dau rezultatelor un caracter convenţional, de calcul.

Referindu-se la o solicitare despre care se vorbeşte foarte puţin şi uneori inexact, lucrarea dă soluţii al căror grad de aproximaţie nu este cu nimic inferior celui al rezolvărilor ce intervin în probleme mai bine studiate cum ar fi calculul plăcilor continue la planşeele din beton armat, rezolvări acceptate atît de literatura de specialitate cît şi de prescripţiile oficiale.

Nu putem încheia fără a ne exprima dezacordul motivat în legătură şi cu altă afirmaţie relativă la problema în discuţie, afirmaţie cuprinsă în comentariile citate în introducerea articolului.

Se afirmă că dat fiind raportul între I_t şi I_i, diferit pentru cele două cazuri din figura 9, momentele m_t vor trebui să fie şi ele inegale : mai mici în primul caz şi mai mari în cel de-al doilea.



(I)
$\mathfrak{M}_t^{I} = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right)\mathcal{M}$
h
b
$\frac{I_t}{I} = 4\left(\frac{b}{h}\right)^2$
(II)
$\mathfrak{M}_t^{II} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{2}{3}\right)\mathcal{M}$
h
b
$\frac{I_t}{I} = 4$

Fig. 9

Admiţînd că grinda marginală nu are deformaţii la încovoiere, momentele m_t depind numai de rigiditatea la torsiune a acestei grinzi şi nu de poziţia ei. Deci în acest caz m_t^I este egal cu m_t^{II} ; de asemenea şi solicitările verticale ale grinzilor marginale.

Dacă luăm în considerare şi deformaţiile din încovoiere, ele vor fi mai mici în cazul I şi mai mari în cazul II. Aceste deformaţii aduc după sine în nervuri sau placă momente corecţii oarecum proporţionale cu deplasările din încovoiere şi de semn contrar momentelor m_t iniţiale.

Suprapunînd unul peste altul cele două efecte (de răsucire şi de încovoiere) rezultă că momentul final m_t^I va fi mai mare ca m_t^{II}.

Ţinînd seama că cedările la încovoiere ale grinzilor marginale le diminuează propria solicitare la răsucire, expresiile deduse în lucrare pentru m_t şi M_t sînt acoperitoare.

Bibliografie

[1] Beleş A. şi Voinea R.: *Rezistenţa materialelor* Vol. II Bucureşti 1958

[2] Caracostea A.: *Manual pentru calculul construcţiilor* Bucureşti 1959

[3] * * *: *Beton şi beton armat*, comentarii STAS Bucureşti 1958.

Compensarea dilatării conductelor

Ing. N. N. Drăghici

1. EFECTELE DILATĂRII

Dilatarea conductelor este aproximativ proporţională cu temperatura. Pentru ţevi din oţel carbon, această dilatare poate fi calculată suficient de precis cu formula :

$$\Delta = L \cdot \alpha \cdot t \qquad (1)$$

în care

Δ este alungirea conductei prin dilatare (cm) ;
L — lungimea conductei (m) ;
$\alpha = 0{,}0012$ — coeficientul de dilatare al oţelului (cm/m grad) ;
t — diferenţa de temperatură între temperatura conductei şi temperatura ambiantă în timpul montajului (°C).

Valoarea dilatării Δ poate fi citită direct în diagrama din figura 1.

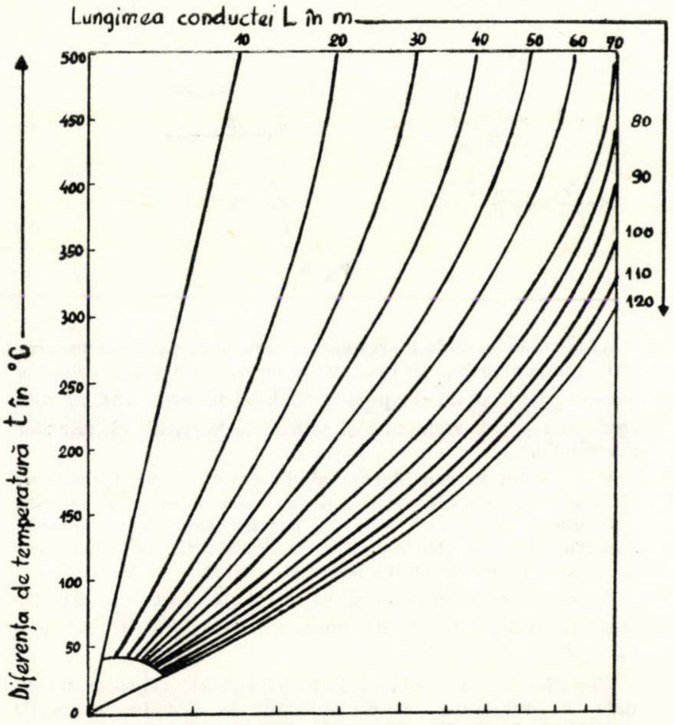


Fig. 1. Diagramă pentru calculul dilatării conductelor

Dacă presupunem conducta dreaptă, fixată la ambele capete, fără posibilitate de mişcare, atunci, datorită încălzirii, în conductă se produc eforturi mari de compresiune. Considerînd pentru oţel modulul de elasticitate $E = 2{,}10^6$ kg/cm^2, se obţine, în baza legii Hooke, tensiunea :

$$\sigma = \frac{\Delta \cdot E}{L} \approx 24\,t \text{ kg/cm}^2. \qquad (2)$$

De exemplu, în cazul unei conducte de 300 mm ∅, avînd 12 mm grosimea peretelui, care se încălzeşte de la 0° la 100°C, rezultă $\sigma = 2\,400$ kg/cm^2. Ţinînd seamă că suprafaţa secţiunii peretelui ţevii este 118 cm^2, se obţine forţa în direcţia longitudinală $P = 283\,000$ kg.

Această forţă va tinde să deplaseze capetele fixe ale conductei, iar dacă rezistenţa legăturilor (reazemele fixe) va fi destul de mare, atunci conducta va flamba (fig. 2).

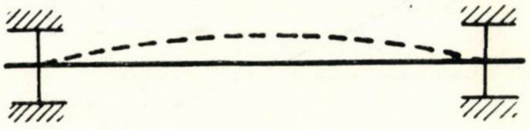


Fig. 2. Schema flambajului ţevii

Trebuie observat că valoarea forţei longitudinale, rezultate din dilatare, nu depinde de lungimea conductei, ci numai de valoarea comprimării relative Δ/L, adică de temperatură.

În cazul cînd ţevile pot flamba, nu se produc eforturi de compresiune prea mari, însă mărimea săgeţii, care este de 10—15 ori mai mare decît alungirea conductei, face ca această soluţie să fie practic inacceptabilă, nu numai la pozarea subterană, dar şi la cea aeriană. Curbura ţevilor ar avea ca urmare solicitări cu totul inadmisibile ale legăturilor flanşelor. De aceea, spre a proteja conductele şi armăturile montate pe ele de efectele forţei rezultate din dilatare, trebuie să se ia măsuri de compensare (preluare) a alungirilor termice, fie realizînd o compensare naturală, fie folosind diferite tipuri de compensatoare.

Pentru repartizarea alungirii conductelor între compensatoare şi pentru asigurarea funcţionării uniforme a compensatoarelor, se prevăd puncte fixe (reazeme fixe) care solidarizează conducta în anumite locuri de construcţia portantă. Între două puncte fixe se montează un compensator. Indiferent ce modalitate de compensare este aleasă, amplasarea punctelor fixe trebuie făcută judicios, astfel ca forţele rezultate prin deformaţia elastică a compensatorului să fie preluate de punctele fixe. Distanţa între punctele fixe poate fi de 20—200 m, în funcţie de capacitatea compensatorului şi de situaţia locală. La conductele de transport, această distanţă poate ajunge pînă la 500—700 m, folosind compensatoare curbate, care au capacitate mare de compensare. În reţelele de distribuţie distanţa între compensatoare se alege ţinînd seamă de deplasarea admisibilă a punctelor de ramificaţie. De exemplu, în incinta uzinelor şi ansamblurilor de locuinţe, deplasarea maximă datorită dilatării, admisă pentru ramificaţia cea mai depărtată de punctul fix, este de 5 cm.

Din punct de vedere constructiv, compensatoarele pot fi împărţite în trei grupe :

— compensatoare din ţeavă curbată (radiale) ;
— compensatoare cu presetupă ;
— compensatoare lenticulare.

2. COMPENSATOARE DIN ŢEAVĂ CURBATĂ

Acest fel de compensatoare sînt cele mai întrebuinţate, deoarece pot fi executate pe şantier ; nu au nici un fel de îmbinări şi etanşări, nu cer precizie deosebită la instalarea conductelor şi nu au nevoie de întreţinere. Singurul dezavantaj al compensatoarelor curbate este gabaritul lor mare. Acest neajuns este însă compensat prin avantajele arătate mai sus.

Compensatoarele curbate pot fi în formă de liră, omega, U sau S.

Tipul cel mai răspîndit şi mai raţional de compensator curbat este cel în formă de U întors (fig. 3), deoarece este mai simplu de executat şi, din această cauză, mai ieftin cu aproximativ 40 % decît cel în formă de liră.

Experienţele au arătat că cele mai avantajoase condiţii de lucru ale compensatorului U se realizează pentru o lungime $b = 2a$. La valori b mai mari sau mai mici ca $2\,a$, reacţiunile

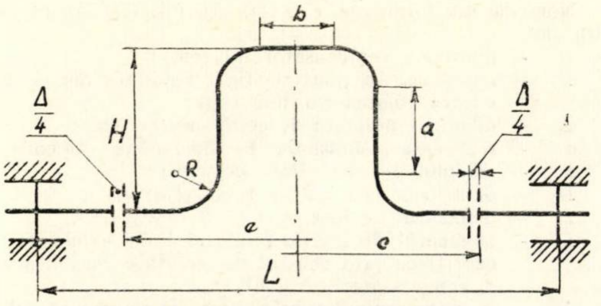


Fig. 3. Compensator U din țeavă curbată

și eforturile devin mai mari. Ținîndu-se seamă și de avantajul unui gabarit cît mai redus al compensatorului, în practică se utilizează și compensatori U avînd $b = a$, sau $b = a/2$, sau chiar $b = 0$.

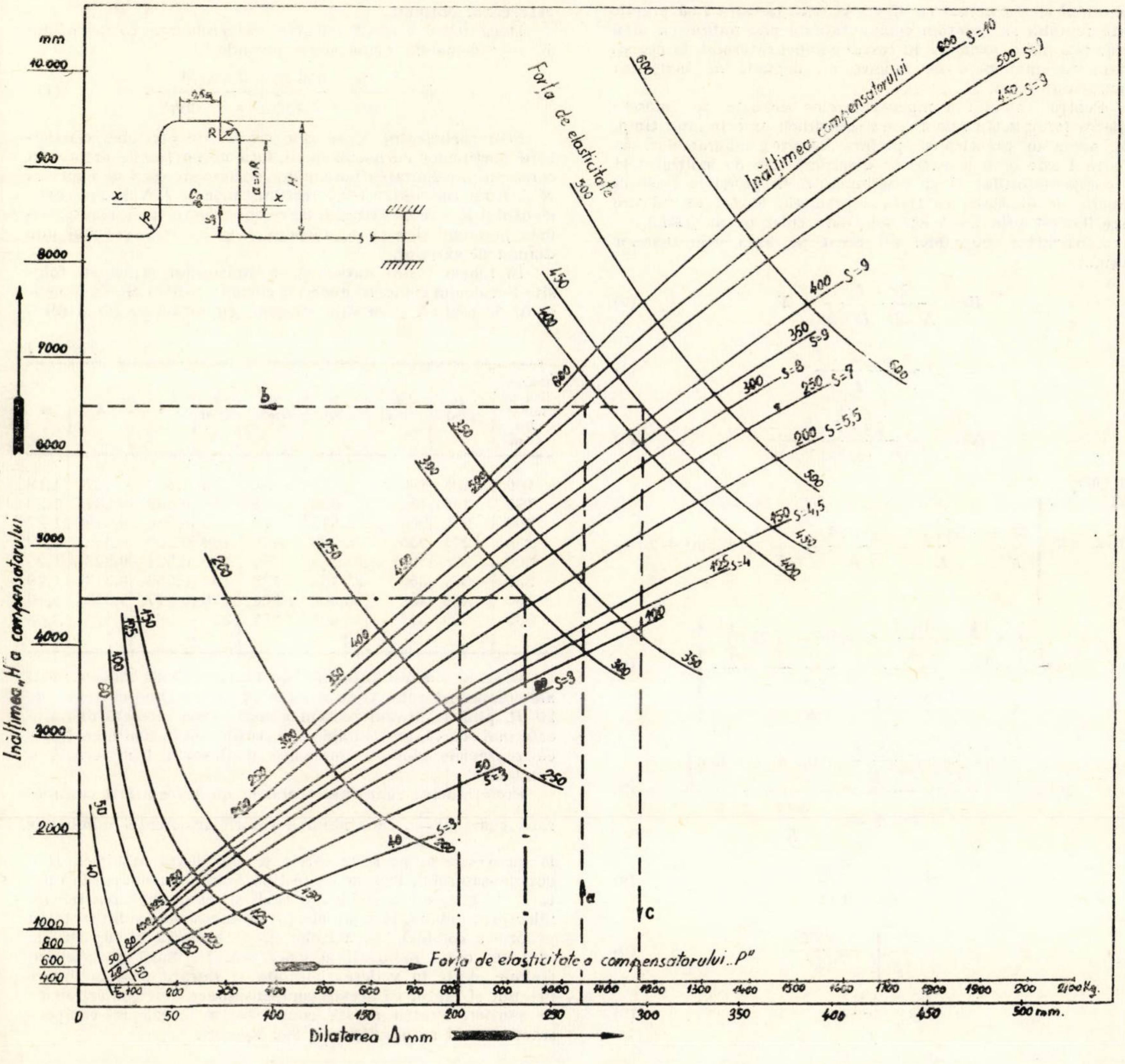
Pentru valori mici ale dilatației ($\Delta < 75$ mm), influența raportului b/a devine neglijabilă în ceea ce privește valoarea efortului de încovoiere și a reacțiunilor. În cele mai multe cazuri, dimensiunile compensatorului sînt impuse de situația locală (caracteristicile constructive ale halelor industriale, stîlpi care trebuie ocoliți, distanța liberă pînă la podurile rulante care trebuie respectată, montarea mai multor conducte în același plan pe o estacadă etc.). În cazul magistralelor de termoficare, condițiile dictate de traseu obligă uneori la dimensiuni $b > 2a$. Raza de îndoire a compensatorului se ia obișnuit $R = 4D$ (unde D este diametrul exterior al conductei). O rază de îndoire mai mică ($R < 4D$) este neindicată, deoarece în acest caz strivirea materialului prin îndoire micșorează mult elasticitatea compensatorului, putîndu-se ajunge la fisurarea țevii. O rază de îndoire mai mare ($R > 4D$) mărește capacitatea de compensare, dar conduce în schimb la un gabarit prea mare al compensatorului.

Ca și la compensatorul în formă de liră, efortul maxim în compensatorul U are loc la mijlocul porțiunii *b*. De aceea, în acest loc *nu trebuie făcute suduri* sau montate flanșe. Even-

Fig. 4. Nomograma pentru calculul înălțimii H și a reacțiunii P la compensatorul U

Exemplul 1. Se dă: Dn = 350 mm și $\Delta = 266$ mm. Urmînd linia de ordine a, b, și a, c, se obține H = 6 400 mm și P = 1 184 kg

Exemplu 2. Să dă: Dn = 300 mm, H = 4 500 mm și $\Delta' = 180$ mm. Trebuie obținute rezistența la incovoiere σ' și forța de elasticitate P'. La H dat corespunde pe diagramă dilatarea maximă posibilă $\Delta = 206$ mm, și P = 942 kg. Rezistența σ' corespunzătoare la $\Delta' = 180$ mm va fi $\sigma' = \sigma \dfrac{\Delta'}{\Delta} = 800 \dfrac{180}{206} = 700$ kg iar forța de reacție P′ va fi $P' = P \dfrac{\Delta'}{\Delta} = 942 \dfrac{180}{206}$ 823 kg



tualele racorduri pot fi luate din mijlocul porţiunii a, care este neutră (eforturi minime).

Montarea compensatorilor U se face în plan orizontal. Totuşi, în caz de imposibilitate, compensatorul se poate monta şi în plan vertical, prevăzîndu-se la abur, în partea cea mai de jos a compensatorului sau conductei, o oală de condens şi un robinet de golire, iar în partea de sus, aerisire.

În halele industriale, compensatorii U pot fi montaţi în dreptul stîlpilor (ocolind stîlpul), ceea ce reduce la minimum spaţiul ocupat de compensator.

Practic, la diametre sub 350 mm, compensatorii se execută prin îndoirea ţevii sau folosind curbe prefabricate, iar la diametre mai mari, curbele se realizează din segmenţi (obişnuit din trei segmenţi).

La montare este necesar ca compensatorul să fie în prealabil întins cu 1/2 din lungimea dilatării pe care trebuie s-o preia. Prin aceasta se reduce la jumătate tensiunea la care compensatorul va fi solicitat în stare caldă. Întinderea iniţială (preîntinderea), echivalînd cu reducerea la jumătate a dilatării de calcul, duce la micşorarea corespunzătoare a înălţimii H a compensatorului. Distanţa c dintre cele două capete ale conductei, între care se montează compensatorul, este — în consecinţă — totdeauna mai mare, ca lungimea e a compensatorului, cu 1/2 din dilatarea conductei.

Efortul de încovoiere, şi ca urmare şi înălţimea compensatorului H, nu creşte proporţional cu dilatarea, ci mai încet. Astfel, la o creştere a dilatării cu 100 %, înălţimea H a compensatorului creşte numai cu 45 %. Aceasta înseamnă că practic este rentabil să montăm compensatoare mai puţine cu înălţime mai mare, deoarece în costul compensatorului, la acelaşi diametru, manopera de îndoire nu depinde de înălţimea compensatorului.

Pentru calculul compensatoarelor curbate se folosesc diferite formule. Un calcul exact este dificil şi cere mult timp. De aceea în practică se preferă folosirea diagramelor. În figura 4 este dată o astfel de diagramă care dă înălţimea H a compensatorului U şi reacţiunea P în punctele fixe, în funcţie de dilatarea ce trebuie preluată. Modul de folosire este ilustrat prin două exemple date chiar pe diagramă.

Construirea diagramei s-a făcut pe baza următoarelor formule :

$$H = \frac{2\sigma \cdot I_0}{\Delta \cdot E \cdot D \cdot m} + Y_0 \tag{3}$$

$$P = \frac{\Delta \cdot E \cdot I}{I_0} \tag{4}$$

$$\Delta = \frac{2\sigma \cdot I_0}{E \cdot D \cdot (H - Y_0)\, m} \tag{5}$$

în care :

$$I_0 = 2R^3 \left[\frac{471}{K} + \frac{514\, n}{K} + \frac{157\, n^2}{K} + \frac{n^3}{K} + 2{,}25n^2 + 2n - \frac{\left(\frac{3{,}14}{K} + \frac{157\, n}{K} + 0{,}5n^2 + 1{,}75\, n \right)^2}{1{,}25\, n + 20 + \frac{3{,}14}{K}} \right] \tag{6}$$

$$Y_0 = \frac{R \left(\frac{3{,}14}{K} + \frac{157\, n}{K} + 0{,}5\, n^2 + 1{,}75\, n \right)}{1{,}25n + 20 + \frac{3{,}14}{K}} \tag{7}$$

$$K = \frac{1 + 12h^2}{10 + 12\, h^2} \tag{8}$$

$$m = \frac{2}{3K} \sqrt{\frac{5 + 6h^2}{18}} \tag{9}$$

$$h = \frac{SR}{r^2}. \tag{10}$$

Notaţiile din formulele (3), (4), (5), (6), (7), (8), (9) şi (10) sînt :

H — înălţimea compensatorului (cm) ;

P — reacţiunea în punctele fixe, rezultată din elasticitatea compensatorului (kg) ;

Δ — dilatarea preluată de compensator (cm) ;

σ — rezistenţa admisibilă la încovoiere (kg/cm²) ;

E — modulul de elasticitate (kg/cm²) ;

D — diametrul exterior al ţevii (cm) ;

I — momentul de inerţie al ţevii (cm⁴) ;

I_0 — momentul de inerţie redus al liniei axiale $x - x$, care trece prin centrul de greutate convenţional al compensatorului (cm³) ;

Y_0 — distanţa centrului de greutate al compensatorului la axa conductei (cm) ;

K — coeficientul lui Karman de reducere a rigidităţii ţevii, datorită strivirii prin îndoire ;

m — coeficient care ţine seamă de modificarea (mărirea) tensiunilor din ţeavă prin îndoire ;

R — raza medie de curbură a ţevii (cm) ;

S — grosimea peretelui ţevii (cm) ;

r — raza medie a secţiunii transversale a ţevii (cm) ;

n — raportul dintre porţiunea dreaptă a şi raza de curbură R ;

h — coeficient care ţine seamă de grosimea peretelui, raza de curbură şi de secţiunea conductei.

Formulele (8) şi (9) sînt valabile pentru $h > 0{,}3$, cum este cazul obişnuit.

Dacă $0{,}2 < h < 0{,}3$, pentru determinarea coeficientului K se recomandă următoarea formulă :

$$K = \frac{3 + 536\, h^2 + 4\,800\, h^4}{105 + 4\,136\, h^2 + 4\,800 h^4}. \tag{11}$$

Prin coeficientul K se ţine seamă de creşterea elasticităţii porţiunilor curbe ale ţevii, faţă de porţiunile drepte. În consecinţă, rigiditatea porţiunilor curbe este dată de expresia $K\, E\, I$, iar rigiditatea celor rectilinii prin $E\, I$. Valoarea coeficientului K este cu atît mai mare cu cît este mai mare grosimea peretelui şi raza de curbură R şi cu cît este mai mic diametrul exterior.

În tabela 1 sînt date valorile mărimilor principale folosite la calculul compensatoarelor curbate pentru cîteva dimensiuni de ţevi (K şi m sînt calculate cu formulele (8) şi (9)).

*Tabela **1***

Diametrul nominal *Dn* (mm)	*D* (mm)	*d* (mm)	*I* (cm⁴)	*W* (cm³)	*R* (cm)	*h*	*K*	*m*
100	108	100,5	167	31	43	0,593	0,367	1,12
150	159	150	652	82	64	0,483	0,287	1,23
200	219	205	2 617	239	87	0,546	0,325	1,27
250	273	255	6 296	476	109	0,560	0,346	1,19
300	325	305	12 264	754	130	0,524	0,323	1,25
350	377	355	21 165	1 123	151	0,550	0,343	1,20
400	426	402	33 406	1 568	170	0,477	0,373	1,10
500	529	511	49 621	1 871	212	0,282	0,179	2,08

Diagrama a fost întocmită în ipoteza că de ambele părţi ale compensatorului U se găseşte cîte o lungime de ţeavă de 20 R, pînă la primul reazem ghidat. Dacă această distanţă este mai scurtă, reacţiunile şi eforturile devin mai mari fiindcă reazemele ghidate împiedică deplasarea transversală a conductei.

Preîntinderea compensatorului la montare a fost considerată egală cu $\frac{\Delta}{2}$. La stabilirea valorii rezistenţei admisibile la încovoiere σ, pe baza căreia se calculează înălţimea H a compensatorului, trebuie să se ţină seamă nu numai de dilatare, de micşorarea rigidităţii ţevii şi de modificarea tensiunilor prin îndoire, ci şi de efortul de încovoiere sub greutatea proprie a conductei şi a izolaţiei, de frecarea în suporţi, de vînt (în cazul montării aeriene) etc. Pe lîngă aceasta mai trebuie avute în vedere siguranţa şi durata de funcţionare precum şi faptul că aceste compensatoare sînt confecţionate pe şantier. Pentru aceste considerente, la calculul compensatoarelor U se admite $\sigma = 800$ kg/cm².

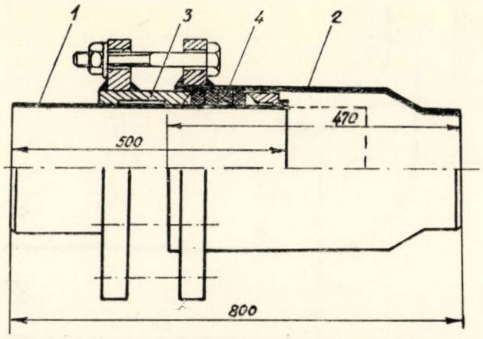


Fig 5. Compensator simplu cu presetupă pentru Dn = 250 mm şi p = 16 at
1 — ţeavă; 2 — corpul compensatorului; 3 — presetupă; 4 — garnitura

3. COMPENSATOARE CU PRESETUPĂ

Aceste compensatoare funcţionează pe principiul ţevii telescopice. În figura 5 este arătat un compensator simplu cu presetupă. Etanşarea necesară dintre ţevi se realizează cu ajutorul unei garnituri din şnur de azbest grafitat şi impregnat cu ulei, avînd secţiunea pătrată.

Pentru presiuni pînă la 12 at şi diametre pînă la 300 mm, compensatoarele cu presetupă se execută obişnuit din fontă. Pentru conducte cu diametre mai mari şi presiuni pînă la 16 at, se folosesc de regulă compensatoare din ţevi de oţel, care prezintă siguranţă mai mare decît cele din fontă şi pot fi îmbinate direct cu conductele prin sudare. Cînd temperatura fluidului depăşeşte 250°C, se recomandă compensatoarele din oţel, cu garnitură specială.

Compensatoarele cu presetupă au dimensiuni mici, rezistenţă hidraulică mică şi pot prelua dilatări termice mari (de obicei 100—200 mm).

Spre a evita deformarea şi înţepenirea lor, compensatoarele cu presetupă se montează numai pe porţiunile rectilinii ale conductelor. În acest caz este inutil să se prevadă reazeme speciale de ghidare.

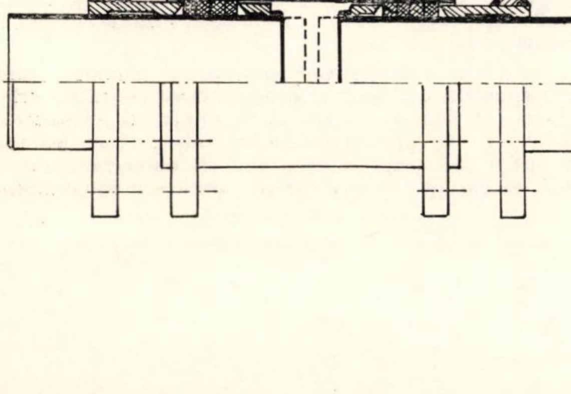
La montarea compensatorului trebuie să se ţină seamă de eventualitatea răcirii conductei sub temperatura din timpul montajului, prevăzîndu-se în acest scop o anumită rezervă la capacitatea sa maximă de compensare.

Dezavantajul principal al compensatoarelor cu presetupă constă în necesitatea întreţinerii lor periodice, pentru a se asigura etanşeitatea corespunzătoare. În acest scop trebuie prevăzute puţuri de vizitare şi cadre calificate, iar liniile termice trebuie scoase periodic din funcţiune în timpul reparării sau înlocuirii garniturilor de etanşare.

Pentru a micşora numărul căminelor de vizitare, se recomandă utilizarea de compensatoare duble cu presetupă (fig. 6). Compensatorul dublu revine mai ieftin decît două compensatoare simple.

La diametre mai mari ca 600 mm, în cazul montării în canal, compensatoarele cu presetupă devin mai ieftine decît cele curbate. Totuşi, şi în aceste cazuri, compensatoarele curbate trebuie preferate fiindcă prezintă siguranţă în funcţionare şi nu necesită întreţinere. Compensatoarele cu presetupă se folosesc numai atunci cînd situaţia locală nu permite montarea unui compensator curbat (de exemplu în canale sub străzi). În rafinării, compensatoarele cu presetupă nu sînt indicate, deoarece produsele petroliere uşoare pot scăpa prin presetupă şi provoca incendii.

Fig. 6. Compensator dublu cu presetupă



Compensatoarele cu presetupă, fiind nedescărcate, transmit reacţiuni mari în reazemele fixe, mai ales la presiuni mari şi diametre mari.

4. COMPENSATOARE LENTICULARE

Sub această denumire se cuprind diferite construcţii de compensatoare a căror funcţionare se bazează pe elasticitatea plăcilor circulare. Această condiţie impune restricţii în ceea ce priveşte calitatea şi grosimea materialului folosit. În figura 7 este arătat un compensator lenticular format din trei lentile.

La montarea unui mare număr de lentile, compensatorul nu mai lucrează normal; lentilele extreme se deformează mai mult decît cele din mijloc, iar compensatorul în ansamblu se îndoaie faţă de axa sa longitudinală. De aceea în mod normal se montează cîteva compensatoare compuse din trei pînă la şase lentile fiecare. De exemplu, pentru preluarea unei dilataţii de 100 mm, trebuie instalate trei compensatoare lenticulare, compuse din patru lentile fiecare, iar conducta trebuie montată între reazeme fixe, astfel ca fiecare compensator să lucreze independent. În afară de aceasta, pentru ca ţeava să nu aibă săgeată, trebuie ghidată prin reazeme cu role de ambele părţi ale compensatorului.

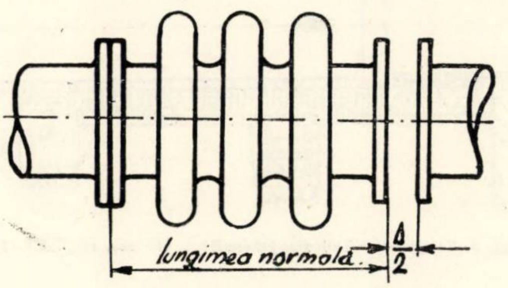


Fig. 7. Compensator lenticular cu 3 lentile

Din cele spuse reiese că pentru preluarea unei dilataţii termice de 300—500 mm, o asemenea construcţie a compensatorului devine greoaie şi scumpă. O altă deficienţă mare a compensatoarelor de acest tip este faptul că, chiar la presiuni mici ale fluidului, efortul transmis reazemelor fixe este foarte mare, deoarece forţa îndreptată de-a lungul axei este proporţională cu presiunea fluidului şi cu pătratul diametrului exterior al lentilei. Astfel, la dimetrul conductei de 500 mm, presiunea aburului de 4 kg/cm^2 şi diametrul exterior al lentilei de 850 mm, reacţiunile reazemelor ating valori peste 20 t.

Trebuie avut în vedere că, în timp ce capacitatea de compensare creşte proporţional cu numărul lentilelor, efortul axial nu se modifică.

Capacitatea de compensare scade cu diametrul lentilei aşa că la diametre mici ale conductelor, pentru a prelua aceeaşi dilatare, este necesar un număr mai mare de lentile.

O altă deficienţă a compensatorului lenticular este şi aceea că, în cazul aburului, condensatul trebuie evacuat din fiecare lentilă, sudînd în partea de jos ştuţuri de scurgere de 1/2".

La montaj se admite întinderea prealabilă cu valoarea deformaţiei admisibile a compensatorului şi, în acest caz, capacitatea de compensare se dublează.

Compensatoarele executate din oţeluri obişnuite se utilizează la instalarea conductelor pentru gaze şi abur, care au diametre mai mari ca 150 mm şi lucrează la presiuni pînă la 6 kg/cm^2.

Folosind oţeluri aliate, firma IWK din R.F.G. construieşte compensatoare lenticulare pentru presiuni pînă la 100 at şi temperaturi pînă la 700°C, pentru diametre între 20 şi 2 000 mm.

În figura 8 este arătat un compensator lenticular construit de firma Samson (R.F.G.) pentru diametre de 1/2"...2" şi capacitate pînă la 50 mm, utilizabil la presiuni pînă la 5 at şi temperaturi pînă la 170°C. Materialul folosit este un aliaj

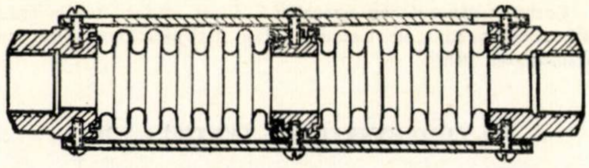


Fig. 8. Compensator lenticular pentru Dn = 1/2"—2" şi Δ = 50 mm

cu aproximativ 80% cupru şi 20% zinc, denumit tombak. Din acest material se construiesc compensatoare pentru diametre între 15 şi 170 mm, presiuni pînă la 16 at şi temperaturi pînă la 250°C (fig. 9).

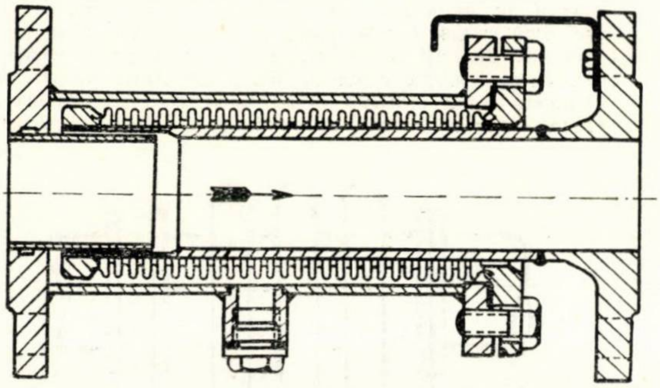


Fig. 9. Compensator lenticular pentru Dn $\leqslant$ 170 mm, t $\leqslant$ 250°C, p $\leqslant$ 16 at

5. COMPENSAREA NATURALĂ SAU AUTOCOMPENSAREA

Această metodă constă în alegerea traseului astfel încît dilatarea să fie preluată prin elasticitatea coturilor şi curbelor conductei.

Se atrage atenţia asupra faptului că în cazul compensării naturale trebuie asigurată libertatea deplasării transversale a ţevilor.

Pentru coturi în general, efortul unitar admisibil la încovoiere se calculează cu formula

$$\sigma = \frac{1{,}5\Delta \cdot ED}{l_2^2}\left(\frac{x+1}{\sin\alpha} + \frac{x+3}{x+1}\operatorname{ctg}\alpha\right) \tag{12}$$

unde

σ este efortul unitar admisibil la încovoiere (kg/cm^2);
Δ — dilatarea conductei (cm);
D — diametrul exterior al ţevilor (cm);
l_1 — lungimea braţului cel mai lung (cm);
l_2 — lungimea braţului cel mai scurt (cm);
x — raportul între braţul lung (l_1) şi cel scurt (l_2);
α — unghiul cotului în grade.

Cînd $\alpha = 90$ (fig. 10) cum este cazul cel mai frecvent, formula (12) devine:

$$\sigma = \frac{1{,}5\Delta ED}{l_2^2}(x+1). \tag{13}$$

Deplasarea laterală maximă a braţului lung Δ_1 şi cea a braţului scurt Δ_2 se calculează cu formulele:

$$\Delta_1 = \frac{\Delta(1 + x\cos\alpha)}{\sin\alpha} \quad \text{şi} \quad \Delta_2 = \frac{\Delta(x + \cos\alpha)}{\sin\alpha}. \tag{14}$$

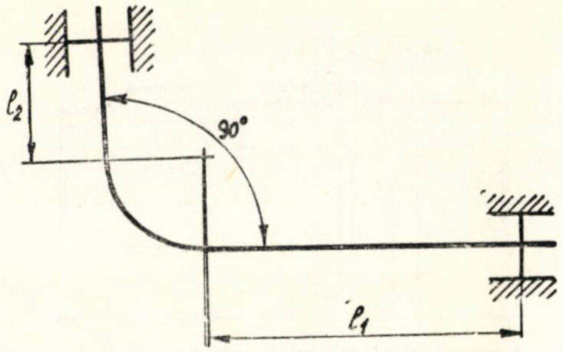


Fig. 10. Cot simplu

Solicitarea maximă se iveşte totdeauna în punctul de fixare al braţului mai scurt.

Nu trebuie scăpat din vedere faptul că, pe lîngă raportul braţelor cotului, lungimea desfăşurată a ţevii are mare importanţă pentru solicitări. La o lungime mare a fiecărui braţ în parte, solicitarea va fi mai mică, chiar la un raport nefavorabil (mare) dintre braţele cotului. Invers, eforturile pot fi mari, chiar la cel mai avantajos raport $l_1/l_2 = 1$ (raportul minim), dacă lungimea braţelor este mică. Aceasta reiese clar din formula (13), în care lungimea braţului scurt l_2 intră la puterea a doua.

În cazul compensării în formă de Z (fig. 11), efortul unitar maxim de încovoiere este:

$$\sigma = \frac{6\Delta ED}{l^2(1 + 12x)} \tag{15}$$

în care

Δ este alungirea celor două braţe paralele (cm);
l — lungimea braţului perpendicular (cm);
x — raportul între braţul scurt (l_2) şi cel perpendicular (l).

Formulele de mai sus sînt aproximative, deoarece nu ţin seamă de coeficientul de pierdere a rigidităţii ţevii prin îndoire.

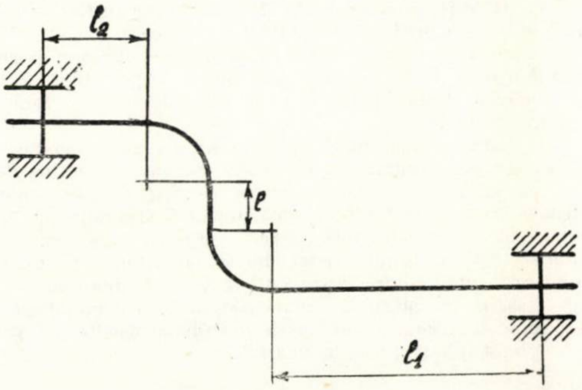


Fig. 11. Curbă în formă de Z

Practic, această aproximaţie nu are influenţă prea mare, deoarece, în condiţiile compensaţiei naturale, lungimea porţiunilor drepte este mult mai mare decît raza de curbură R (de regulă se ia $R = 4D$).

În concluzie, deoarece compensatoarele scumpesc mult costul conductei, rezultă că autocompensarea constituie soluţia cea mai raţională. Pentru acest motiv, la proiectarea conductelor se va prefera totdeauna traseul care permite să ne lipsim de compensatoare, sau să reducem numărul acestora, executînd conducta, pe cît posibil, cu autocompensare.

Bibliografie

[1] A.S.H.V.E.: *Air Conditioning Heating and Ventilation Guide*, The Industrial Press New-York, 1957.

[2] Alexandrescu F., Necula S.: *Conducte şi armături*. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1963.

[3] Schwedler-Jürgenson: *Rohrleitungen*. Ed. Springer. Berlin 1957.

[4] Kopiev S. F.: *Alimentarea cu căldură*. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1957

[5] Schöne u. Schwenk: *Rohrleitungen in neuzeitlichen Wärmekraftanlagen* Ed. Springer, Berlin-Göttingen 1961.

[6] Weise Fr. F.: *Rohrleitungen in Dampfkraftwerken u. Dampfverbrauchenden Betrieben*. VDI – Verlag, 1960, Düsseldorf.

[7] Telpoelectroproiect: *Îndrumător pentru proiectarea centralelor electrice şi reţelelor termice*, Moscova 1958.

STUDII ŞI CERCETĂRI

Aspecte ale microfisurării şi ruperii betonului la compresiune determinate cu ajutorul măsurătorilor cu ultrasunete

Dr. ing. I. Făcăoaru
INCERC

În acest articol sînt prezentate informaţiile privitoare la microfisurarea, fisurarea şi ruperea betonului solicitat la compresiune, care au fost obţinute utilizînd măsurători nedistructive cu ultrasunete în timpul încărcării betonului. S-au efectuat în acest scop măsurători de timp de propagare şi de atenuare a impulsurilor ultrasonice. Cu ajutorul măsurătorilor de timp de propagare, a fost determinată viteza de propagare aparentă a impulsurilor în beton, considerînd că propagarea se face rectiliniu între emiţător şi receptor (fig. 1).

Încercările au fost efectuate pe betoane de compoziţii obişnuite confecţionate cu: ciment Portland P 400 în dozaj între 300–350 kg/m^3, agregate de rîu de dimensiune maximă 15 sau 30 mm şi granulozitate obişnuită, folosind un raport apă/ciment între 0,45 şi 0,50.

S-au variat la epruvetele confecţionate raportul între înălţimea şi baza epruvetei încercate şi modul de păstrare al betonului pînă la data încercării. Toate încercările au fost făcute pe betoane de vîrstă mare (peste 6 luni).

Încercările pentru urmărirea influenţei raportului dintre baza şi înălţimea epruvetei asupra fenomenelor de microfisurare şi rupere, la beton păstrat în mediu uscat, au fost făcute cu ajutorul următoarelor corpuri de probă:

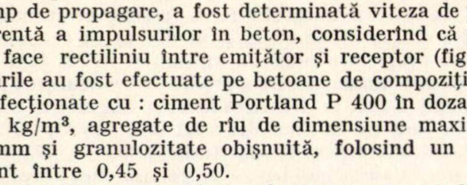
a) cuburi de 10 × 10 × 10 cm raport $\frac{l}{b} = 1$

b) prisme de 10 × 10 × 20 cm raport $\frac{l}{b} = 2$

c) prisme de 10 × 10 × 30 cm raport $\frac{l}{b} = 3$

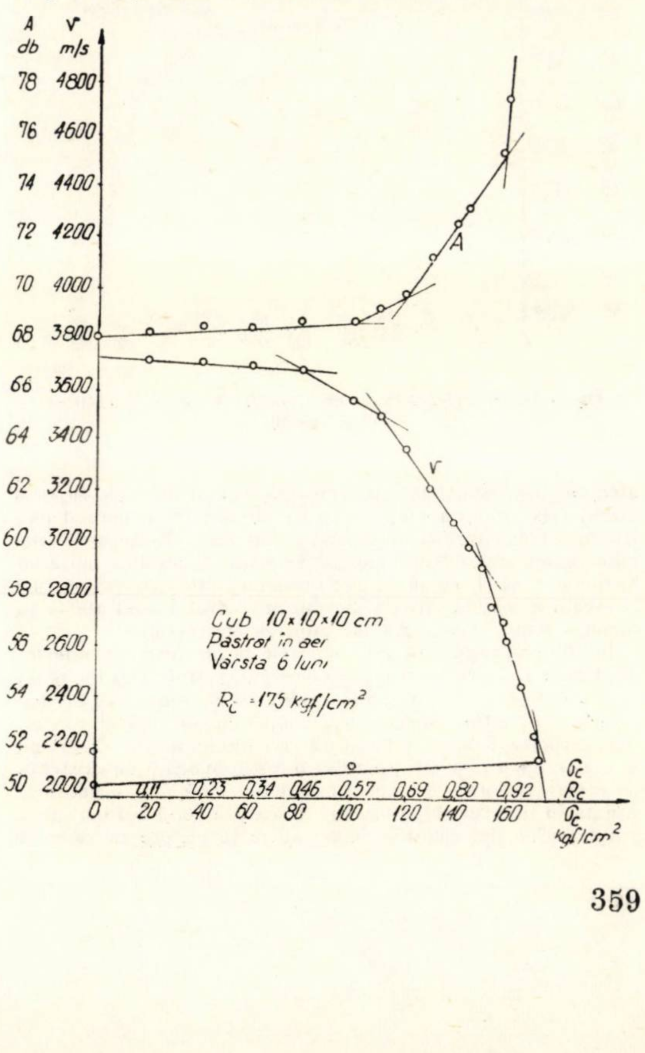
d) prisme de 10 × 10 × 40 cm raport $\frac{l}{b} = 4$.

Fig. 1. Schema de încercare



Încercările au fost făcute cu ajutorul auscultorului dinamic SBR-2, folosind palpatori de titanat de bariu, cu frecvenţă proprie de 100 kHz. Palpatorii erau fixaţi într-un jug care îi aplica cu anumită presiune pe beton. Ei erau totdeauna aplicaţi în centrul feţei laterale a epruvetei încercate. Această faţă laterală nu a fost niciodată faţă de turnare, iar direcţia de propagare a impulsurilor ultrasonice a rezultat astfel paralelă cu faţa de turnare. Schema de încercare este reprezentată în figura 1 pentru o epruvetă oarecare.

Fig. 2. Variaţia vitezei de propagare şi a atenuării în timpul încărcării



Variaţia vitezei de propagare şi de atenuare a impulsurilor ultrasonice la cuburi de 10 × 10 × 10 cm, realizate din beton cu agregate pînă la 15 mm, în timpul încercării pînă la rupere, la vîrsta de 6 luni, a fost în general de tipul indicat în figura 2. Se disting pe această figură, atît în diagrama vitezei de propagare, cît şi a atenuării, patru zone, care deşi nu se suprapun perfect, în esenţă corespund şi anume:

a) O primă zonă în care viteza de propagare şi atenuarea rămîn practic neschimbate sau variază foarte puţin. În această zonă betonul se consideră că nu a ajuns la microfisurare. Zona se întinde pînă la solicitări de 0,46 – 0,50 din rezistenţa sa de rupere.

b) Zona a II-a urmează microfisurării betonului şi corespunde unei faze în care numărul şi deschiderea microfisurilor evoluează încă relativ lent. În această zonă, păstrarea sub sarcină constantă sau descărcarea nu conduc nici la sporirea deschiderii nici a numărului microfisurilor. Această zonă se întinde la cuburile încercate pînă la solicitări de ordinul 0,65 – 0,70 din rezistenţa de rupere a betonului.

c) Zona a III-a este o zonă a scăderii pronunţate a vitezei de propagare, respectiv a creşterii susţinute a atenuării ultrasunetelor. În această zonă, microfisurarea betonului se dezvoltă puternic, este un fenomen generalizat în tot volumul epruvetei, iar păstrarea sub sarcină şi chiar descărcarea în anumite condiţii nu mai înseamnă o limitare a deschiderii microfisurilor. Microfisurile în această zonă sînt evident vizibile. Zona se întinde pînă la solicitarea de 0,86 – 0,90 din sarcina de rupere.

d) Zona a IV-a este o zonă de prăbuşire a vitezei de propagare care coboară sub 3 000 m/s şi de creştere bruscă a atenuării ultrasunetelor. În această zonă se produce ruperea propriu-zisă a epruvetei, valoarea sarcinii de rupere depinzînd doar de viteza de încărcare a epruvetei. În această zonă numeroasele microfisuri izolate formate şi deschise anterior în zonele II şi III se unesc într-un sistem unic care transformă epruveta încercată într-un mecanism a cărui stabilitate se va pierde curînd. Acum are loc ruperea epruvetei.

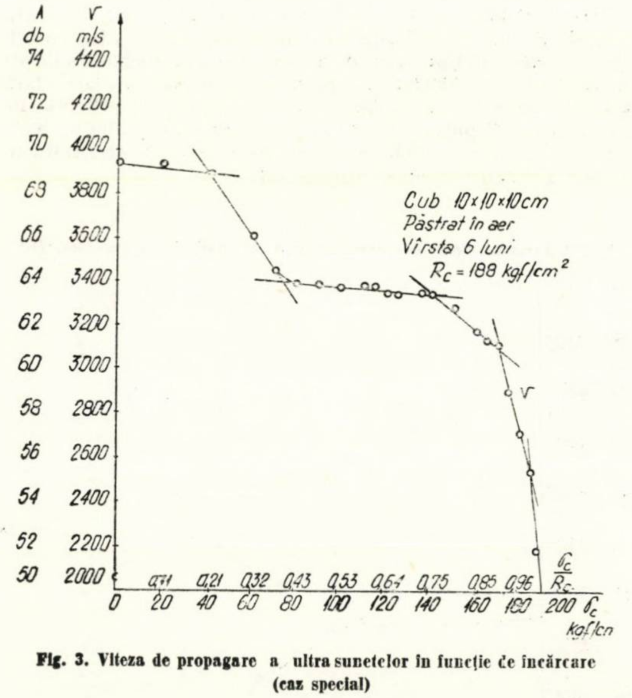


Fig. 3. Viteza de propagare a ultrasunetelor în funcţie de încărcare (caz special)

În afara situaţiei generale, descrise cu ajutorul diagramelor din figura 2, a existat şi un caz de tipul celui descris în figura 3. Se vede că în acest caz s-a produs o microfisurare prematură la o solicitare egală cu 0,21 – 0,25 din sarcina de rupere. Această microfisurare prematură care apare, atît în diagrama vitezei, cît şi a atenuării, pare să fi fost provocată de existenţa unor defecte locale de structură, într-o zonă foarte limitată, situată în dreptul palpatorului. În această zonă betonul nu a putut prelua deformaţiile de întindere ce rezultă pe direcţia normală direcţiei de încercare, chiar la o solicitare mai mică decît cea obişnuită pentru microfisurarea sa.

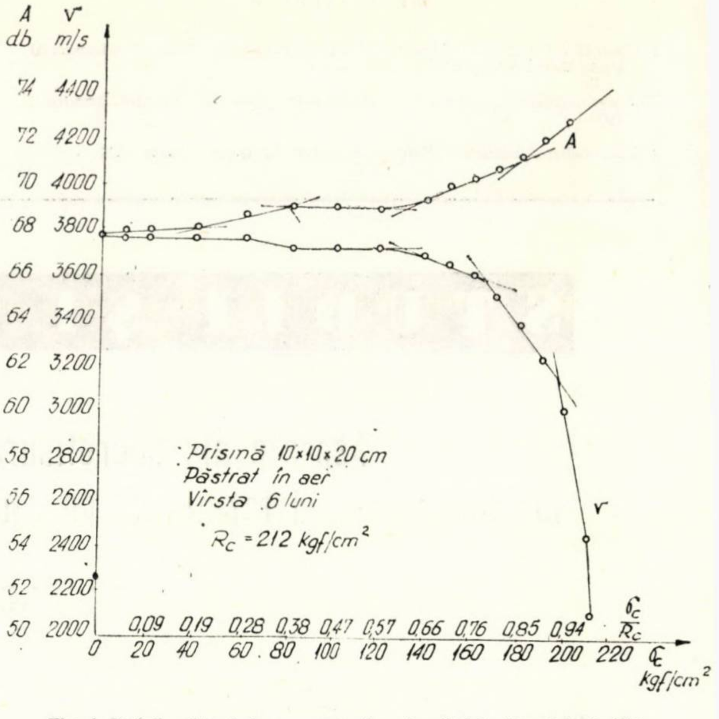
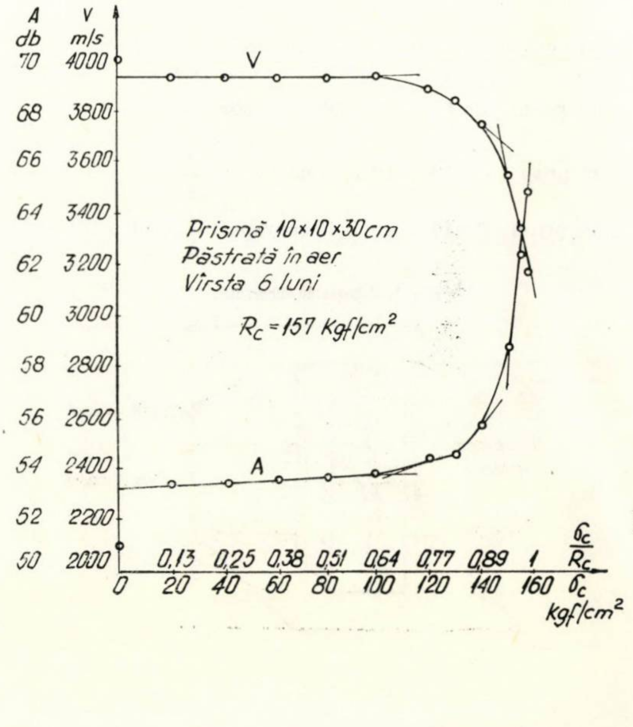


Fig. 4. Variaţia vitezei de propagare şi a atenuării în timpul încărcării

În continuare în zona a II-a, diagramele vitezei de propagare şi atenuării evoluează diferit. În timp ce atenuarea ultrasunetelor creşte continuu în ritm din ce în ce mai susţinut, viteza de propagare prezintă un palier. Acest fapt arată că defecţiunea semnalată, care a produs microfisurarea prematură a betonului, a fost un fenomen local şi singular în masa betonului, în care nu se mai dezvoltă alte microfisuri. Situaţia rămîne staţionară pînă la solicitarea de 0,65 – 0,75 din sarcina de rupere. În acest moment se trece, aşa cum arată diagrama, în zona a III-a a microfisurării şi fisurării generalizate. În sfîrşit, la solicitări de 0,90 din sarcina de rupere, se intră în ultima etapă a ruperii propriu-zise.

Fig. 5. Variaţia vitezei de propagare şi a atenuării în timpul încărcării elementelor prismatice



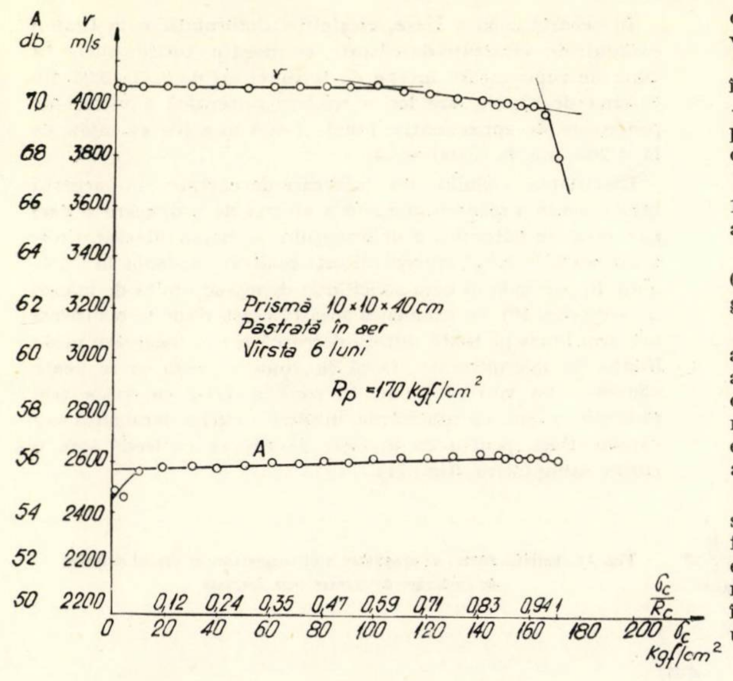


Fig. 6. Variaţia vitezei de propagare şi a atenuării ultrasunetelor în timpul încărcării (diagramă tip)

Rezultatele încercărilor făcute pe epruvete de 10 × 10 × 20 cm sînt ilustrate în figura 4. Prezenţa celor patru zone : zona betonului nemicrofisurat, microfisurat, fisurat generalizat şi a ruperii se face şi de data aceasta remarcată, limitele lor fiind :

Zona I : limita superioară 0,57—0,60 din sarcina de rupere

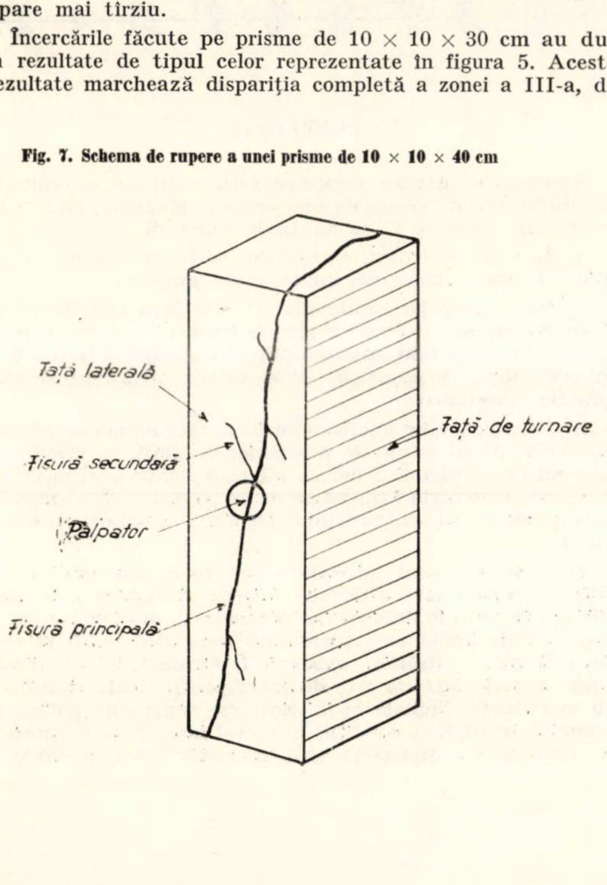
Zona a II-a : limită superioară 0,76—0,85 din sarcina de rupere

Zona a III-a : limita superioară 0,90—0,94 din sarcina de rupere.

Se observă că rezultatele diferă puţin de cele obţinute în cazul cuburilor de 10 cm latură, mai ales în sensul că zona a III-a a dezvoltării generalizate, pe întreaga epruvetă a microfisurilor, se îngustează evident, iar zona a IV-a de rupere apare mai tîrziu.

Încercările făcute pe prisme de 10 × 10 × 30 cm au dus la rezultate de tipul celor reprezentate în figura 5. Aceste rezultate marchează dispariţia completă a zonei a III-a, de dezvoltare generalizată a unui număr de microfisuri, în întregul volum al epruvetei.

Fig. 7. Schema de rupere a unei prisme de 10 × 10 × 40 cm



De asemenea, în zona a IV-a de rupere a epruvetei, care începe şi mai tîrziu decît la prismele de 10×10×20, la 0,92—0,95 din sarcina de rupere, măsurătorile de viteză de propagare nu mai coboară pînă la 2 000 m/s ca în cazurile precedente, ci cel mult pînă la 3 000 m/s.

În sfîrşit, ultima serie de epruvete încercate, prismele de 10 × 10 × 40 cm, a căror diagramă tip este dată în figura 6, a întărit observaţiile făcute în cazurile precedente şi anume :

a) Momentul microfisurării se produce la o solicitare de 0,50—0,60 din sarcina de rupere, dar este din ce în ce mai greu pus în evidenţă.

b) Zona a III-a a dezvoltării generalizate în întregul volum al epruvetei încercate, a unui sistem de numeroase microfisuri, a dispărut (fig. 6). În secţiunea epruvetei se dezvoltă practic o singură microfisură, care trece apoi în fisură de deschidere mare, cu eventuale ramificaţii (fig. 7). Planul acestei fisuri este de regulă perpendicular pe feţele laterale feţei de turnare ale epruvetei (fig. 7).

c) Zona a IV-a a ruperii epruvetei începe foarte tîrziu, la o solicitare de 0,94—0,96 din sarcina de rupere, şi se dezvoltă foarte rapid, iar reducerea sesizabilă a vitezei de propagare este foarte scurtă, aproximativ 200 m/s (fig. 6), — de la 4 000 m/s la 3 800 m/s. Prinderea acestei zone este atît de dificilă încît există epruvete la care ea nu s-a realizat de loc, ca urmare a greutăţii de prevedere a sarcinii de rupere (fig. 8).

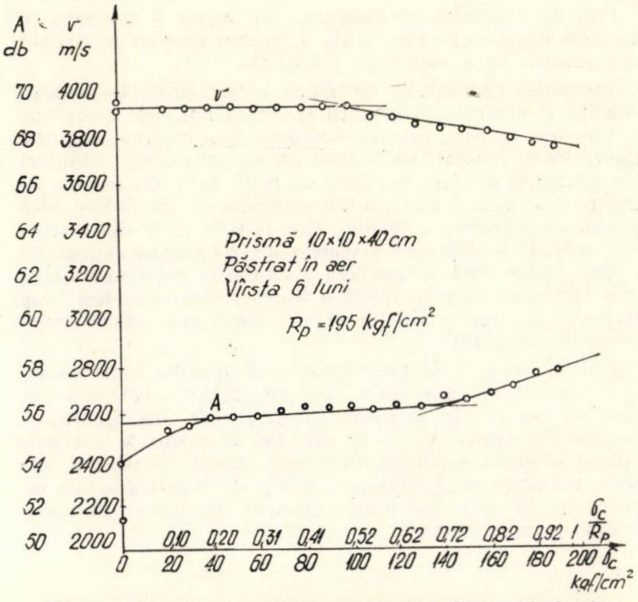


Fig. 8. Variaţia vitezei de propagare şi a atenuării ultrasunetelor la prisme lungi (caz special)

O altă grupă de încercări s-a făcut pe cuburi cu latura de 20 cm, folosind un beton cu agregate mai mari, pînă la 30 mm şi cu un dozaj de ciment mai redus, de 300 kg/m³, faţă de 350 kg/m³, folosit în cazul precedent. Încercările s-au făcut tot la vîrsta de 6 luni în paralel pe cuburi din acelaşi beton, păstrate în apă şi păstrate în aer.

Rezultatele încercărilor obţinute pe cuburi păstrate în apă sînt reprezentate în diagrama din figura 9. Pe această diagramă se observă, exceptînd perturbarea datorită alunecării palpatorilor pe suprafaţa betonului la treapta 0,12—0,18 din sarcina de rupere, că microfisurarea betonului s-a produs la o solicitare de aproximativ 0,55—0,60 din sarcina de rupere.

Acest fenomen este marcat atît de diagrama vitezei de propagare, cît şi de cea a atenuării ultrasunetelor. Urmează zona a doua, a microfisurilor de deschidere mică şi puţin numeroase, prelungită pînă la 0,85—0,87 din sarcina de rupere, zona a treia a microfisurării şi fisurării generalizate în întreg volumul de beton pînă la 0,95—0,97 din sarcina de rupere şi în sfîrşit ultima zonă a ruperii epruvetei, în care au loc prăbuşirea vitezei de propagare şi creşterea vertiginoasă a atenuării ultrasunetelor.

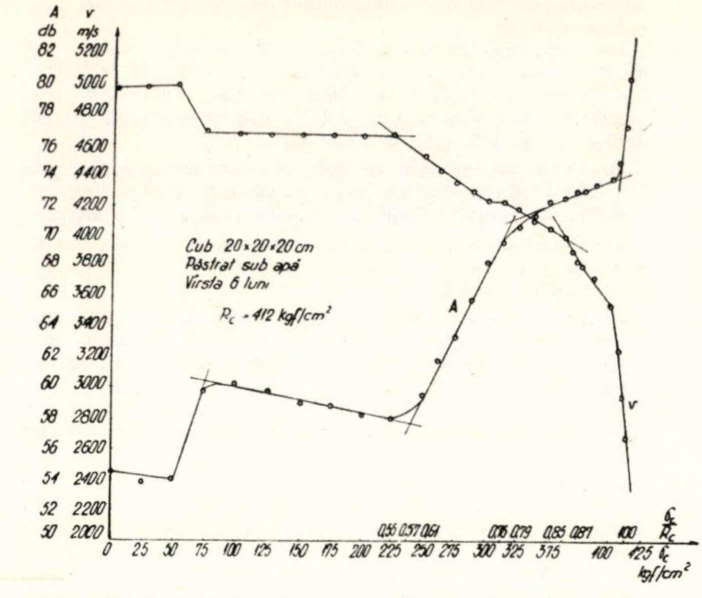


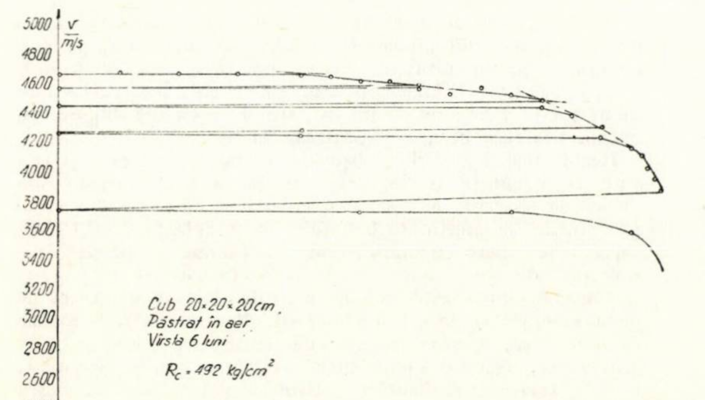
Fig. 9. Variația vitezei de propagare și a atenuării la cuburi păstrate sub apă

Este de semnalat în diagrama din figura 9 anomalia în variația atenuării în zona a III-a, pentru care nu se dispune deocamdată de o explicație plauzibilă.

Încercarea epruvetelor de beton, confecționate în aceleași condiții și păstrate în condiții standard (ultimele cinci luni și jumătate în aer), este reprezentată prin diagrama tip din figura 10. Se constată că în acest caz microfisurarea betonului s-a produs la o solicitare egală cu 0,40—0,42 din sarcina de rupere și că zona a doua, a microfisurilor de deschidere mică și puțin numeroase, se întinde pînă la 0,73—0,78 din sarcina de rupere. În această zonă descărcarea și reîncărcarea epruvetei se face fără revenirea completă a vitezei la valoarea inițială, deci fără o revenire completă a fisurilor, dar în același timp și fără o creștere a deschiderii și a numărului microfisurilor existente (fig. 10).

Zona a III-a, faza microfisurilor și fisurilor generalizate în întreg volumul epruvetei, ține pînă la 0,92—0,94 din sarcina de rupere. În cuprinsul acestei zone, descărcarea și reîncărcarea epruvetei nu se mai fac în condițiile păstrării vitezei și deci ale deformațiilor la o valoare constantă. Ele cresc îndeosebi pe porțiunea ramurii de descărcare sau de încărcare, în care solicitările efective din beton depășesc limita de microfisurare.

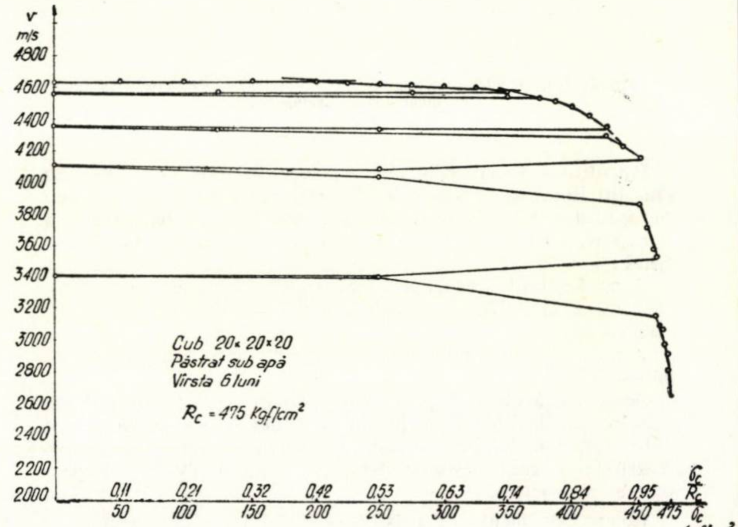
Fig. 10. Variația vitezei de propagare în timpul ciclurilor de încărcare-descărcare (caz tip)



În această zonă a III-a, creșterile deformațiilor în timpul ciclului de încărcare-descărcare se mențin totuși mici. În zona de rupere, care începe de la solicitări de 0,92—0,94 din sarcina de rupere, are loc o scădere puternică a vitezei de propagare de aproximativ 1 000—1 400 m/s (de exemplu de la 4 200 m/s la 2 800 m/s).

Efectuarea ciclului de încărcare-descărcare în această fază duce la o scădere marcată a vitezei de propagare și deci la o creștere puternică a deformațiilor în acest interval. Creșterea, ca și în cazul precedent, este realizată aproape în întregime în perioada în care solicitările depășesc limita de microfisurare (fig. 10). De asemenea această creștere nu se realizează uniform liniar pe toată durata descărcării sau încărcării peste limita de microfisurare. Dacă în zona a doua ea se poate considera ca variind liniar, în zona a III-a ea crește mai puternic, o dată cu solicitarea, urmînd o curbă parabolică sau exponențială, pentru ca în zona de rupere să tindă spre o curbă asimptotică (fig. 11).

Fig. 11. Variația vitezei de propagare a ultrasunetelor în timpul ciclurilor de încărcare-descărcare (caz special)



CONCLUZII

Examinarea datelor experimentale, obținute cu ajutorul măsurătorilor de viteză de propagare și atenuare, prezentate în lucrare conduce la următoarele concluzii :

1. În cursul solicitării elementelor de beton la compresiune pînă la rupere există mai multe faze și anume :

a) Faza betonului nemicrofisurat este faza care începe de la încărcarea zero și durează pînă la limita de microfisurare a betonului (momentul apariției primei microfisurări). În această fază viteza de propagare și atenuarea ultrasunetelor sînt practic neschimbate.

b) Faza betonului microfisurat local este mărginită inferior de limita de microfisurare și superior de limita ce marchează generalizarea microfisurilor în întregul volum al elementului încercat. În această fază viteza de propagare și de atenuare a ultrasunetelor variază practic liniar după o dreaptă cu pantă mică.

c) Faza betonului microfisurat și fisurat generalizat pe întregul volum este mărginită inferior de limita care marchează trecerea la dezvoltarea generalizată a microfisurilor și superior de limita care marchează începutul unirii tuturor microfisurilor și fisurilor, existente în element, într-un sistem unic. Această fază nu este distinctă pentru toate elementele de construcții, limitele ei inferioare și superioare putînd să coincidă în anumite condiții. În cursul fazei a treia vitezele de propagare și atenuarea scad, respectiv cresc, puternic.

d) Faza de rupere a betonului este aceea a cărei limită inferioară coincide cu începuturile fenomenului de unire a microfisurilor şi fisurilor într-un sistem unic. În cursul acestei faze, epruveta încercată se transformă din punct de vedere static într-un mecanism. Faza se încheie cu ruperea propriu-zisă a elementului. În această etapă vitezele de propagare şi atenuarea au variaţii practic asimptotice.

2. Limita de microfisurare este o caracteristică pentru toate elementele de beton solicitate la compresiune. Ea este datorită depăşirii capacităţii de deformare a betonului la întindere pe direcţia normală direcţiei de solicitare a elementului. Punerea în evidenţă a limitei de microfisurare poate prezenta dificultăţi diferite în funcţie de subţirimea piesei încercate (raportul dintre înălţimea şi latura bazei) şi de alţi factori. În condiţii normale (lipsa unor defecte locale), limita de microfisurare este cuprinsă între 0,40—0,60 din sarcina de rupere.

3. Limita de microfisurare este influenţată între valorile de mai sus, printre altele, de următoarele elemente :

— dozajul de ciment, natura şi granulozitatea agregatelor ;

— modul de păstrare a betonului în aer sau apă ;

— vîrsta betonului ;

— subţirimea epruvetei încercate.

4. Influenţa dozajului de ciment şi a granulozităţii agregatelor este pusă în evidenţă cu ajutorul figurilor 2, 10 şi 11. Se constată că betoanele cu agregate mai fine (pînă la 15 mm) şi confecţionate cu dozaj mai mare (350 kg/m^3) au o limită de microfisurare mai ridicată (0,46—0,50 din sarcina de rupere) decît betoanele confecţionate cu agregate mai mari (pînă la 30 mm) şi cu dozaj mai redus (300 kg/m^3), la care limita de microfisurare este mai scăzută (0,40—0,42 din sarcina de rupere).

5. Influenţa modului de păstrare este evidenţiată cu ajutorul figurii 9, respectiv 10 sau 11. Se constată că betoanele păstrate sub apă au o limită de microfisurare mai ridicată (0,55—0,60 din sarcina de rupere) decît aceleaşi betoane păstrate în aer (0,40—0,42 din sarcina de rupere).

6. Subţirimea epruvetei încercate influenţează limita de microfisurare, în cazul în care deformaţiile transversale ale betonului sînt împiedicate în zona în care se fac măsurătorile cu ultrasunete. Din măsurătorile efectuate s-a constatat că pentru rapoarte între înălţimea epruvetei şi latura bazei mai mari sau egale cu 3, influenţa subţirimii piesei asupra limitei de microfisurare, în zona centrală a epruvetei, nu se mai face simţită (limita de microfisurare de 0,55 este constantă).

Este de presupus, de asemenea, că modificarea forţelor de frecare care se dezvoltă între faţa epruvetei şi platanul presei va exercita o influenţă asupra limitei de microfisurare a betonului în zona centrală a epruvetei, la epruvetele la care raportul $\frac{l}{b} \leqslant 2$.

7. Etapa care urmează microfisurării betonului, numită zona a II-a, se caracterizează prin dezvoltarea lentă a unui număr limitat de microfisuri. În această zonă viteza de propagare scade relativ lent. Efectuarea unui ciclu de încărcare-descărcare în această zonă nu duce la modificări însemnate ale vitezei de propagare, ceea ce reflectă faptul că deformaţiile produse nu sînt reversibile în această zonă, dar în acelaşi timp ele nu evoluează (nu cresc) în timpul ciclului de încărcare-descărcare.

Întinderea acestei zone depinde de subţirimea piesei şi de forţele de frecare dintre platan şi epruvetă. Ea este mai largă la epruvetele cu coeficient de subţirime mic (cum sînt cuburile), ajungînd la 0,65—0,75 din sarcina de rupere şi mai restrînsă la piesele cu coeficient de subţirime mare (ajungînd pînă la 0,90—0,94 din sarcina de rupere).

8. În zona a III-a se produce o dezvoltare în masă a microfisurilor în beton. Acest fenomen nu are condiţii de dezvoltare decît acolo unde se exercită efectul de fretare, datorită forţelor de frecare dintre platanele piesei şi epruvetă, deci la piese cu coeficient de subţirime mic $\left(\frac{l}{b} \leqslant 2\right)$. La probe cu coeficient de subţirime mare $\left(\frac{l}{b} > 2\right)$ această zonă se restrînge şi dispare complet, destul de repede $\left(\frac{l}{b} > 3\right)$, ca urmare a faptului că microfisurile nu se mai dezvoltă în toată masa betonului, nemaifiind favorizate de efectul de fretare, ci se concentrează într-o fisură unică, puternic deschisă, prevăzută cu eventuale ramificaţii (fig. 7). Un ciclu de încărcare-descărcare în această zonă nu se mai face fără creşterea deformaţiilor ci, aşa cum arată diagramele vitezei de propagare (fig. 10 şi 11), cu o creştere a lor, îndeosebi în porţiunea în care solicitarea betonului, fie pe ramura de descărcare, fie pe cea de încărcare a ciclului, este superioară limitei de microfisurare.

9. Zona a IV-a constituie zona în care se produce ruperea betonului. În această zonă viteza de propagare şi atenuarea ultrasunetelor variază asimptotic. Zona este mai bine dezvoltată (începe de la 0,88—0,90 din sarcina de rupere), la piesele cu coeficient de subţirime mic $\left(\frac{l}{b} \leqslant 2\right)$, unde ruperea are un caracter mai plastic, datorit efectului de fretare produs de forţele de frecare cu platanele.

La piesele cu coeficient de subţirime mare $\left(\frac{l}{b} > 3\right)$, zona este foarte puţin dezvoltată (începe de la 0,94 — 0,96 din sarcina de rupere) şi, din această cauză, greu de prins în măsurători (fig. 8). Ruperea elementului de beton are un caracter mai casant.

Un ciclu de încărcare-descărcare în această zonă (fig. 10) duce la o creştere foarte puternică a deformaţiilor, riscînd-se uneori să nu se atingă la reîncărcare nici măcar solicitarea de la care s-a început execuţia ciclului (fig. 11).

Pe lîngă precizările arătate în legătură cu caracterul microfisurării, fisurării şi ruperii betonului, încercările nedistructive cu ultrasunete sînt capabile să producă şi alte informaţii, atît în legătură cu particularităţile ruperii betonului la compresiune, cît şi cu caracterul ruperii betonului, provocată de oboseală, la sarcini repetate sau alternate. Cercetările cu ajutorul ultrasunetelor în aceste domenii vor putea aduce clarificări importante ale fenomenelor care preced şi produc ruperea betonului la oboseală.

Cercetări asupra spalierilor din beton pentru vița de vie

Conf. ing. A. Mihul și ing. M. Patraș

1. ASUPRA TIPURILOR DE SPALIERI DE VIE FOLOSIȚI ÎN ȚARA NOASTRĂ

Pentru cultura viței, în țara noastră se utilizează încă în mare măsură araci sau stîlpi pentru spalieri din lemn de stejar sau salcîm cu diametrul de 11–13 cm. Dezavantajul esențial al stîlpilor pentru spalieri din lemn este acela al consumului important de material lemnos și al duratei relativ reduse de exploatare (6–10 ani).

Suprafața totală cultivată cu viță de vie va fi în 1975 de circa 375 000 ha, din care, conform Directivelor Congresului al IX-lea al P.C.R., în perioada 1965–1970 se vor planta 75 000 ha. Pentru realizarea acestui program ar fi necesară o cantitate anuală de material lemnos de aproximativ 1,25 milioane m^3 (la 1 000 ha vie sînt necesari circa 20 000 m^3 material lemnos).

Avînd în vedere aceste considerente, începînd încă din anul 1960, s-au făcut studii privind confecționarea și experimentarea stîlpilor pentru spalieri din beton armat și din beton precomprimat (INCERC București și Facultatea de Construcții — Iași) (tabela 1).

Introducerea în practică a stîlpilor pentru spalieri din beton armat permite reducerea consumului de cherestea, dar prezintă și o serie de lipsuri care constau în: fisurarea la sarcini reduse, greutate mare, moment capabil redus, fisurarea sau chiar ruperea în timpul transportului și manipulării, cost ridicat.

Prin realizarea stîlpilor pentru spalieri din beton precomprimat se elimină în mare măsură neajunsurile privind fisurarea. Reducerea secțiunii de beton, fără a realiza și o distribuție mai rațională a betonului în secțiune conduce la caracteristici care nu asigură obținerea unei comportări bune în exploatare.

Sporirea capacității de rezistență și în general îmbunătățirea comportării în exploatare se pot obține, fără o mărire a greutății proprii, prin alegerea unor alte forme de secțiuni, decît cea pătrată, în care betonul să fie mai rațional distribuit față de axa elementului.

Pentru găsirea unor soluții mai raționale, în ceea ce privește distribuția materialului, în raport cu axa elementului, autorii au studiat o serie de tipuri de stîlpi pentru spalieri din beton precomprimați cu forma secțiunii în stea*), în vederea obținerii unei comportări superioare pentru același consum de beton și armătură sau chiar pentru un consum mai redus. Forma secțiunii inelară ar prezenta cele mai multe avantaje, însă execuția unor spalieri de formă inelară implică greutăți tehnologice.

Deoarece o evaluare exactă a sarcinilor ce acționează asupra stîlpilor pe spalieri nu se poate face, datorită mai cu seamă dificultăților care apar la stabilirea sarcinii din vînt (care nu poate fi luată ca o forță uniform distribuită, acționînd static asupra peretelui alcătuit din frunze, coarde, sîrme, stîlpi, ci ca o acțiune dinamică după oricare direcție asupra unui ecran vegetal) aprecierea portanței stîlpilor pentru spalieri s-a făcut prin comparație cu cei cu secțiune pătrată sau dreptunghiulară, stîlpii de spalieri fiind considerați ca elemente încastrate în teren și care lucrează independent.

Tabela 1

Tipul de spalieri experimentați	Forma secțiunii	Dimensiunile secțiunii transversale (cm)	Armare	Obs.
Spalieri din beton	pătrată (S_1)	7 × 7,3	4∅8–OL 38	Proiect ISCAS nr. 991/II–IPE
	trapez (S_2)	7/6–8	4∅7–OL 38	
	secț. variabilă (S_3)	7/7–10	4∅6–OL 38	
Spalieri din beton precomprimat	pătrată	5,5 × 5,5	4 × 2∅2,5	Proiect 991/I
	variabilă	6,7–5,3/6	4 × 2∅2,5	

2. REZULTATE EXPERIMENTALE ASUPRA SPALIERILOR CU SECȚIUNEA ÎN STEA

Stîlpii pentru spalieri cu secțiunea în stea experimentați, în număr de circa 100 de bucăți, s-au executat de lungimi 1,80 m și 2,40 m, la care s-a variat secțiunea de la 28 la 36 cm^2 (fig. 1), armătura fiind păstrată aceeași (3 × 2 Ø 2 din SBPI). Pretensionarea armăturii s-a făcut mecanic, sîrma fiind ancorată la un capăt și trecută pe cinci role cu rulmenți, realizîndu-se în acest mod armătura pentru două serii de stîlpi alăturați. Tensiunea în sîrmă, măsurată cu ajutorul unui dinamometru, a fost de 1 750 kgf, ceea ce reprezintă un efort unitar $\sigma_k = 12\,400$ kgf/cm^2 față de 12 200 kgf/cm^2 cît s-a considerat la proiectare. Betonul de marcă B 300 s-a confecționat folosind următoarea rețetă: ciment RIM 400 kgf/m^3, piatră spartă, sort 3–10 mm, 1 045 kg/m^3, nisip carieră 923 kg/m^3, apă 160 l/m^3. Stîlpii s-au turnat în cofraje refolosibile din lemn, iar transferul eforturilor s-a făcut la o rezistență a betonului de 250 kgf/cm^2.

Asupra stîlpilor experimentați s-au efectuat următoarele încercări:

a) **Comportarea la transport.** Un număr de 12 stîlpi au fost transportați de la Iași la C.A.P. Sascut-Bacău (circa 200 km), unde au fost plantați în vie (fig. 2).

Deși au fost transportați într-un camion fără a fi luată vreo măsură specială, la verificarea înainte de plantare, nu s-au observat fisuri sau deteriorări ale muchiilor.

b) **Comportarea la manipulare.** Un număr de 12 stîlpi au fost „aruncați" pe pămînt de la înălțimea de 1,5 m. Nu s-au observat fisuri la nici unul din stîlpi decît după a patra aruncare, iar ruperea a avut loc după 6–7 aruncări.

c) **Încercarea la încovoiere.** Stîlpii au fost încercați pe un stativ, încărcarea realizîndu-se cu greutăți de fontă de 1,2 și 5 kg, așezate pe un platan, iar deformațiile s-au măsurat cu un comparator 1/100, dispus la capăt (fig. 3).

În tabela 2 se prezintă valorile medii ale rezultatelor obținute. Împrăștierea rezultatelor a fost mică.

---

*) Dosar OSI 51012

Tabela 2

Dimensiunile spalierului	M_r (kgm)	M_f (kgm)	M_{refis} (kgm)	Săgeata de rupere (cm)	M_f/M_r
2,4 m, 34 cm²	99—125	61—106	56—101	5,6—9,6	0,61—0,85
1,8 m, 30 cm²	59—78	45—57	43—90	2,5—5	0,70—0,78

La toți stîlpii, prima fisură a apărut la încastrare, avînd direcția perpendiculară pe lungimea stîlpului, în zonă întinsă. Într-un stadiu premergător ruperii au mai apărut 2—3 fisuri, tot în zona întinsă, la 10—20 cm distanță una de alta. Ruperea s-a produs prin distrugerea betonului din zona comprimată. În figura 4 a și b se prezintă cîteva curbe caracteristice încărcare-săgeată pentru cîțiva stîlpi încercați. Capacitatea portantă a stîlpilor a rezultat aproximativ aceeași după toate direcțiile de încercare, scoțînd în evidență forma avantajoasă a secțiunii de formă stelată.

d) Comportarea spalierilor în exploatare.

Într-un interval de mai bine de un an de cînd au fost plantați stîlpii cu secțiune în stea nu s-au constatat nici un fel de degradări sau apariții de fisuri.

3. TEHNOLOGIA DE EXECUȚIE

Tehnologia de execuție poate fi desfășurată pe standuri lungi, de lungime

Tabela 3

	Spalieri din lemn	Spalieri din b.a. proiect ISCAS 991/III	Spalieri din beton precomprimat 991/I	Spalieri stelați	
				pentru vii cu 2 sîrme	pentru vii cu 3 sîrme
Lungimea (cm)	2,1	2,4	2,4	1,8	2,4
Secțiunea (cm²)	113	56	36	30	34
Volum beton (m/1 000 buc)	24	13,65	8,6	5,4	8,15
Oțel (t/1 000 buc)	—	2,20	0,739	0,415	0,555
Greutatea (kg/buc)	19	35	22	13,8	21,5
M_r (kgm)	—	70—100	100	78	120
M_r/G	—	2,8	4,1	5,65	5,84

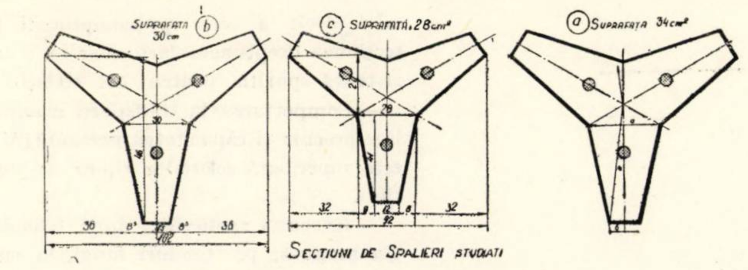
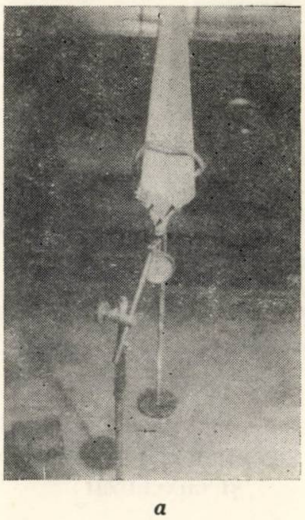


Fig. 1. Secțiuni de spalieri experimentați

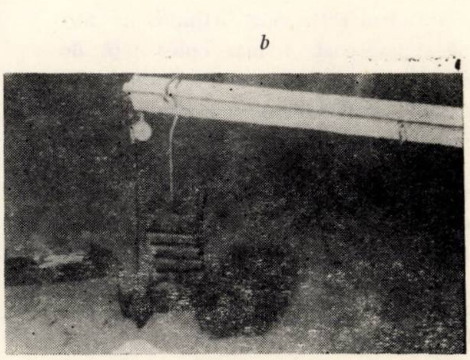
Fig. 2. Aspectul spalierilor după plantare la C.A.P.—Sascut



a

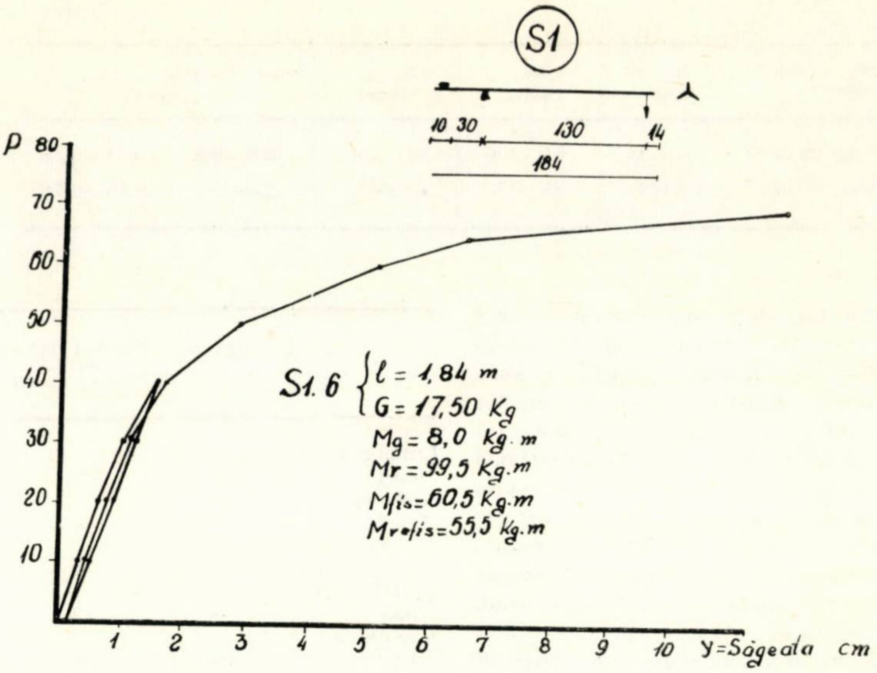
Fig. 3. Încercarea spalierilor

b



mijlocie (fig. 5), sau matriţe. Folosind patru piste de lucru, secvenţa operaţiilor se face în aşa mod încît să existe decalajul operaţiilor (pe fiecare pistă de lucru), în felul următor: pe prima pistă, de exemplu, se face pretensionarea armăturii, pe cea alăturată se execută turnarea betonului, pe cea de a treia se realizează întărirea betonului, iar pe pista a patra, după transfer, se face decofrarea, depozitarea spalierilor şi pregătirea făgaşelor şi grătarelor pentru reluarea ciclului.

Important este faptul că decofrarea se face fără nici o dificultate, făgaşele în pista de beton (care au fost îmbrăcate în tablă) au pantă suficientă pentru decofrare, iar grătarele superioare sînt scoase de asemenea, fără nici o dificultate, datorită înclinării mari a suprafeţelor de contact. Intrîndul superior al spalierilor se realizează cu ajutorul unei lame metalice vibrante, care imprimă forma respectivă în masa betonului.



a

b

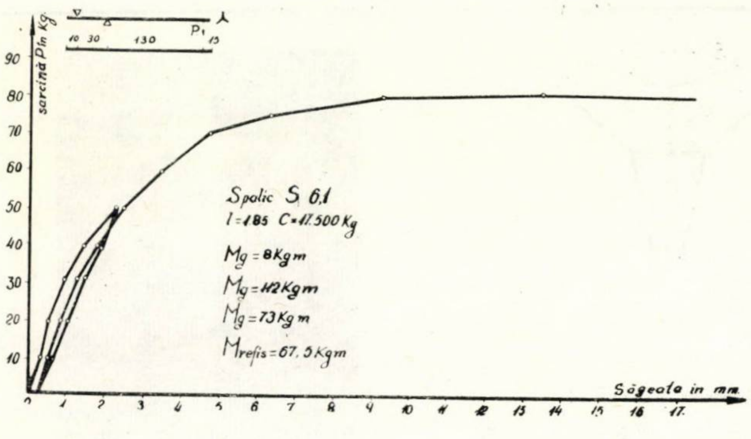


Fig. 4. Curbe caracteristice încărcare-săgeată

4. CONSIDERAŢII ECONOMICE ŞI CONCLUZII

— Datele comparative pentru diferite tipuri de stîlpi pentru spalieri (tabela 3) permit a se scoate în evidenţă unele avantaje pe care le prezintă stîlpii cu secţiunea în stea, faţă de toate celelalte tipuri.

— Costul estimat al stîlpilor de formă stelată poate fi mai redus faţă de al celor din beton armat şi din beton precomprimat (ţinînd seama de consumul mai redus de materiale).

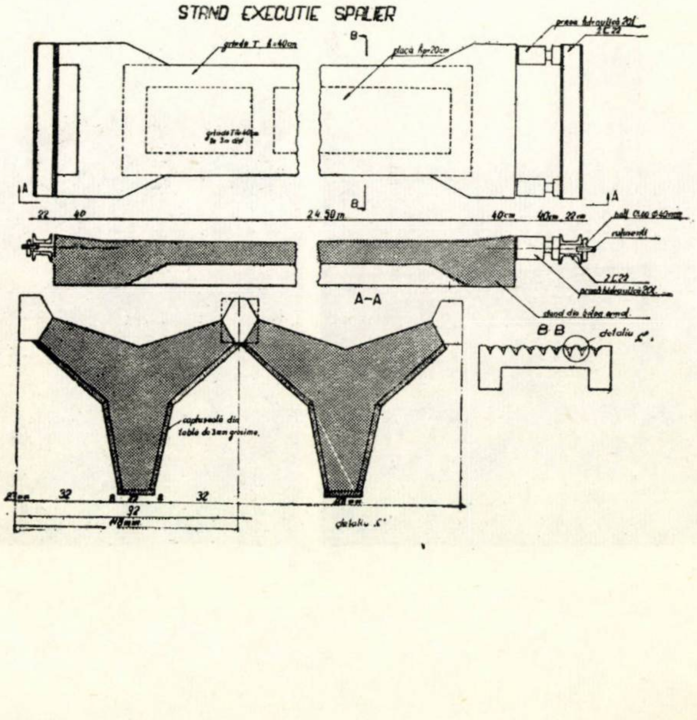
— Durata de exploatare este mai mare ca a celor din beton armat, deoarece prin precomprimare se elimină posibilitatea de fisurare în timpul exploatării.

— Greutatea spalierilor stelaţi (21,5 kgf) este cu 30 % mai mică ca a spalierilor din beton armat (33 kgf) şi cu 5 % mai mică decît a celor precomprimaţi în secţiunea dreptunghiulară (dar cu o rezistenţă sporită pentru cei stelaţi).

— Comportarea la transport, manipulare precum şi capacitatea portantă (M_r) este superioară celorlalte tipuri de spalieri.

— Execuţia spalierilor, după tehnologia propusă, pe standuri lungi, în matriţe de beton cu grătare, sau tipare (matriţe) deşi prezintă unele dificultăţi mai mari decît a celor cu secţiune pătrată poate fi aplicată în unităţi industriale de prefabricate.

Fig. 5. Stand pentru executarea spalierilor


STAND EXECUTIE SPALIER
grinda T h=40cm
placă hp=20cm
presa hidraulică 20t
2 C 22
B
A
22
40
24 50m
40cm
40cm 22cm
bulţ OL60 Ø40mm
rulmenţi
2 C 22
presă hidraulică 20t
stand din beton armat
A-A
B B
detaliu „c"
căptuşeală din tablă de 3mm grosime
32
32
92
detaliu „c"

Unele rezultate importante în construcţia plăcilor curbe subţiri

Simpozion I.A.S.S. — Budapesta 1965

Dr. ing. H. Rühle, Dresda

În cursul anului 1965 s-a ţinut la Budapesta un simpozion I.A.S.S. privind structurile din plăcile curbe subţiri în practica inginerească.

Lucrările prezentate, avînd drept obiectiv tendinţele pentru simplificarea proiectării şi execuţiei, au fost grupate în două tematici : proiectare şi execuţie. *)

Ne propunem, în cele ce urmează, să analizăm unele rezultate importante în construcţia plăcilor curbe subţiri, trecînd în revistă lucrările prezentate în cadrul tematicii II.

1. OBSERVAŢII GENERALE

O comparaţie a numărului şi conţinutului comunicărilor prezentate în cadrul tematicilor I şi II confirmă faptul că, în prezent, cea mai mare parte a efortului ştiinţific este încă îndreptat, în problemele de plăci curbe subţiri, spre cercetările teoretice.

Apare foarte natural că mulţi matematicieni şi ingineri, lucrînd în domeniul mecanicii aplicate, întreţin un fel de afecţiune pentru plăci. Totuşi, adesea, aceşti matematicieni şi ingineri consumă o cantitate de energie într-o anumită problemă şi o prezintă ca fiind extrem de importantă pentru construcţia practică. Prin aceasta însă, ei subestimează complet realităţile grele ale construcţiei propriu-zise, al cărei scop principal este de a crea construcţii care răspund nu unei singure ci unui număr de cerinţe.

Cu toţii apreciem că cerinţa contemporană pentru construcţii uşoare se extinde treptat în toate sferele de construcţii. Întrucît structurile spaţiale sînt capabile să răspundă acestei cerinţe, activitatea în acest domeniu a sporit considerabil în ultimii ani. O serie de factori, ca funcţionalitatea, posibilităţile de refolosire şi economicitatea, sînt de importanţă capitală şi sînt mai uşor influenţaţi de aspectul practic constructiv, decît de cel analitic, teoretic. Importanţa decisivă a complexului de proiectare de rezistenţă, manoperă, transport, preasamblare, asamblare, finisare, performanţe combinate cu aspectul reuşit şi costul optim, creşte considerabil şi va conta mai mult pentru valoarea şi perspectivele structurilor spaţiale decît, de exemplu, rezolvarea analitică strălucită a unei probleme teoretice dificile.

Sub nici un motiv nu trebuie să reiasă că cercetarea teoretică abstractă şi, în particular, cercetarea experimentală, sînt de importanţă minoră. Aceasta ar fi mai mult decît frivol în ce priveşte problema securităţii construcţiei. Totuşi, complexul amintit mai sus trebuie să se îndepărteze de la abordarea individualistă, pînă acum predominantă, la o abordare creatoare, realistă şi ştiinţifică, tranziţie care a avut loc în alte industrii, încă de acum cîteva decenii. Dar aşa cum s-a şi experimentat pînă acum în prefabricarea elementelor de construcţii simple, aceasta nu este de loc o sarcină uşoară. În cazul structurilor tridimensionale, această sarcină se situează probabil în rîndul celor mai dificile pe care le are de rezolvat profesia noastră.

★

În prezent trecem printr-o perioadă de tranziţie foarte dificilă şi este necesar să examinăm bazele de la care plecăm, înainte de a lua măsuri extensive de orice fel. Erorile făcute în cursul experienţelor şi concepţiile, care trebuie să fie modificate, formează o parte integrantă a acestui proces. Aceasta face absolut necesară cooperarea internaţională, în special în cazul plăcilor curbe subţiri şi al altor structuri spaţiale. Ar trebui, în următorii cîţiva ani, să căutăm împreună metode de cercetare în vederea rezolvării acestei probleme şi să punem astfel bazele unor metode cu adevărat eficiente.

2. METODE SIMPLIFICATE DE CONSTRUCŢIE

În contrast cu importanţa vitală a tematicii de care ne ocupăm, participarea a fost mult mai slabă decît la tematica I. Una dintre cauze este poate aceea că, din motive comerciale, nu pot fi date atît de liber, cît ar fi de dorit, informaţii asupra experienţelor recente în acest domeniu.

Lucrarea lui **R. D. Anchor** (Anglia) **„Acoperiş la Hartfield, Anglia"** tratează un fel foarte interesant de a utiliza betonul cu agregate uşoare pentru structura unui bazin de înot (fig. 1).

Acoperişul a fost proiectat pentru următoarele încărcări :

sarcină utilă	15	(73)
finisaje	12	(59)
placă curbă subţire din beton uşor, de 3 in. grosime (7,62 cm)	25	(122)
total	52 lb per sq ft	(254 kg/m²).

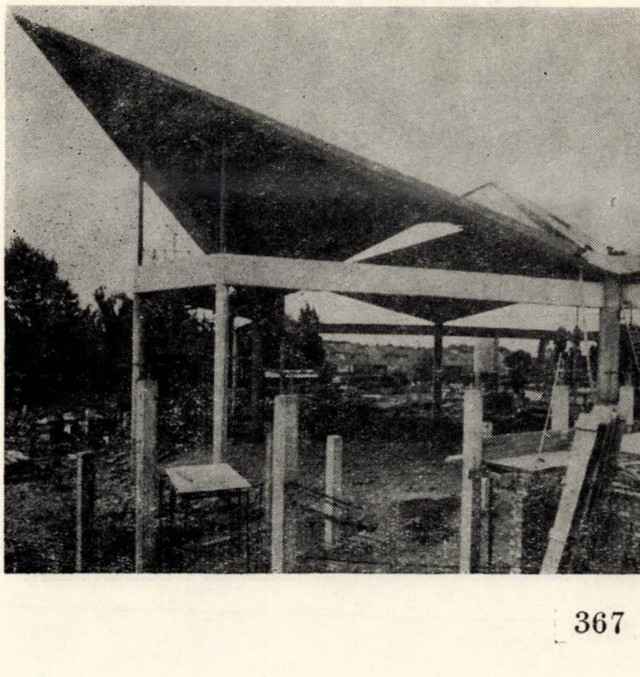
Deoarece rezulta o izolare suplimentară, iar agregatele corespunzătoare se găseau uşor, la un cost convenabil (aceasta este foarte important !), s-a adoptat acest fel de beton, care urma să aibă o marcă de 3758 lb/sq in (262,5 kg/cm ²) şi o greutate tehnică de maximum 110 lb/cu ft (1 774 kg/m ³). Tipul de agregate ales era Lytag, produs prin sinterizarea cenuşii de furnal, pulverizată la temperatură înaltă.

Izolarea termică a betonului uşor este aproape dublă faţă de cea a betonului obişnuit.

S-a găsit că betonul uşor se putea întări uşor în poziţia finală şi că rămînea pe loc fără dificultate pe pantele cele mai mari ale plăcii.

G. Apostolov (Bulgaria), în lucrarea sa **„Realizarea raţională a plăcilor subţiri cu dublă curbură ; structura unui garaj pentru autobuze de 120 × 71 m, constînd din trei cîmpuri de 40 × 71 m fiecare"**, dă o serie de observaţii utile

Fig. 1. Hipar la Hartfield (Anglia)



---

*) Vezi Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii nr. 3, 1966, p. 158–162.

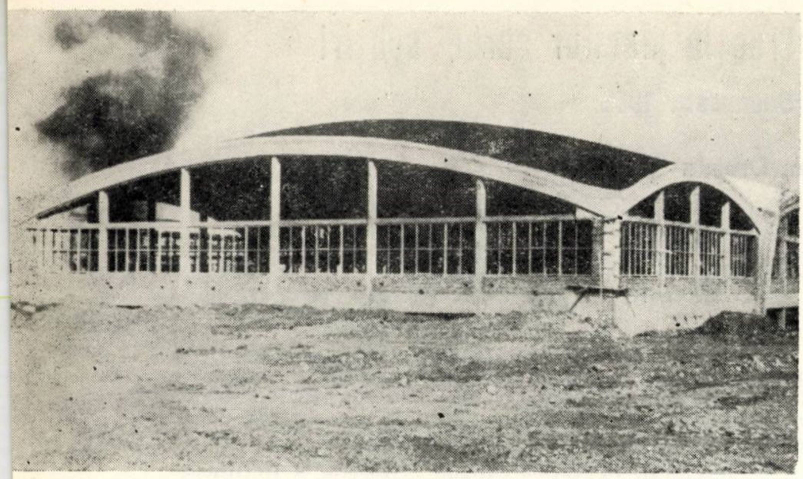


Fig. 2. Garaj pentru autobuze în Bulgaria

(fig. 2). Au fost utilizate două moduri de execuţie. Primul mod a fost execuţia monolită.

Placa a fost betonată pe cofraj mobil, pe tronsoane de cîte 4 m.

Betonarea a început de la capete spre centru. Schema statică pentru fiecare tronson a fost cea de arc cu tirant. Modul al doilea se baza pe elemente plane montate în consolă, începînd de la colţuri spre centru (fig. 4).

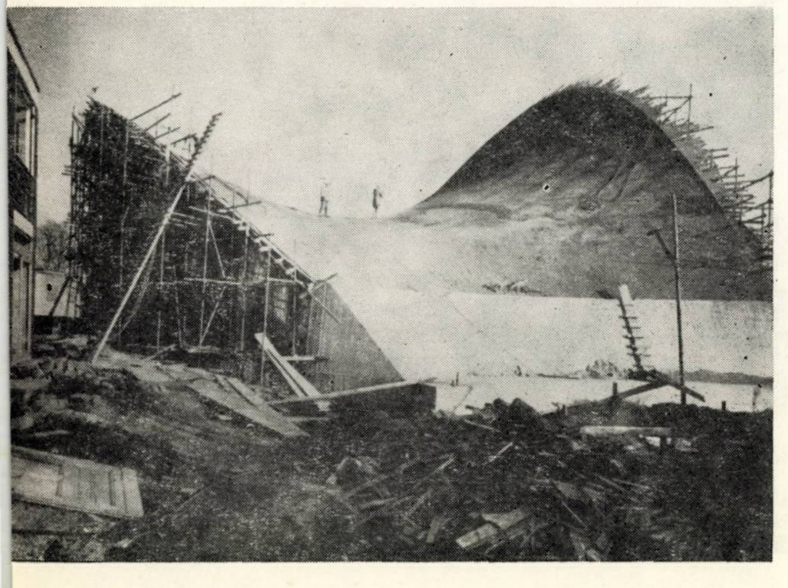
Pentru a studia aceste metode de execuţie, au fost construite două hale experimentale. Sîntem de părere că structura devine economică şi competitivă, prin metoda a doua de execuţie.

G. Franz, W. Teepe (Karlsruhe, R. F. Germană): **„Utilizarea mortarului torcretat la plăci curbe subţiri”.** Utilizarea torcretului la plăci curbe subţiri este economică şi se cunosc mai multe construcţii interesante de la executarea primei construcţii de acest fel, Planetariul din Jena.

În multe cazuri folosirea practică a fost satisfăcătoare dar se cunosc de asemenea şi neajunsuri în multe ţări. De aceea, este merituoasă iniţiativa lui Franz şi Teepe de a fi început să studieze rolul amestecului asupra rezistenţei betonului. Unele încercări au arătat că nu este greu să se atingă o rezistenţă cubică a mortarului torcretat de 300 kg/m^2. Mortarul va fi perfect omogen dacă se asigură o bună calitate a execuţiei. Astfel, va fi uşor şi economic de betonat plăci subţiri cu dublă curbură, avînd pantă mare (fig. 3, 8).

M. Golezyk (Gliwice, R. P. Polonă) în lucrarea sa **„Metode noi în construcţia turnurilor de răcire hiperbolice din beton armat”** descrie aplicarea unei metode noi, aplicată la construcţia celui mai mare tip de turn din Polonia (tiraj 27 000 m^3/h, diametrul de bază aproximativ 80 m şi înălţimea de 100 m). Chiar dacă din punct de vedere tehnologic, viitorul tip de turn de răcire este susceptibil să fie privit cu unele rezerve, aceasta nu înseamnă că va dispărea din toate ţările, cît timp se va mai dovedi eficient.

Fig. 3. Placă subţire cu dublă curbură torcretată



După cum este ştint, costul execuţiei unui asemenea turn, cu mijloacele tradiţionale, este foarte ridicat. Pentru reducerea costului, inginerii din Gliwice au preconizat un nou tip de cofraj. Cofrajul constă în principal din două părţi componente, similar celor folosite la construirea coşurilor de fum cu cofraj căţărător, adică un cofraj interior fix şi un cofraj suspendat.

În timp ce primul serveşte pentru transport şi ridicare şi totodată constituie un punct geometric fix, al doilea constituie cofrajul propriu-zis (fig. 5).

Pentru a avea un criteriu de comparaţie, s-a construit un turn în sistemul tradiţional şi un al doilea cu ajutorul cofrajului suspendat. Experimentări de acest fel sînt folositoare şi instructive întrucît permit să se facă o comparaţie efectivă.

Economii de materiale:

— costul echipamentului permanent al cofrajului	12 926,0 mii zloţi
— costul echipamentului cofrajului experimentat	6 499,4 mii zloţi

ceea ce reprezintă aproape 50% mai puţin material.

Economii la manoperă:

— cofrajul tradiţional	2 638,9 mii zloţi
— cofrajul experimental	1 926,9 mii zloţi

ceea ce reprezintă cu 27% mai puţin.

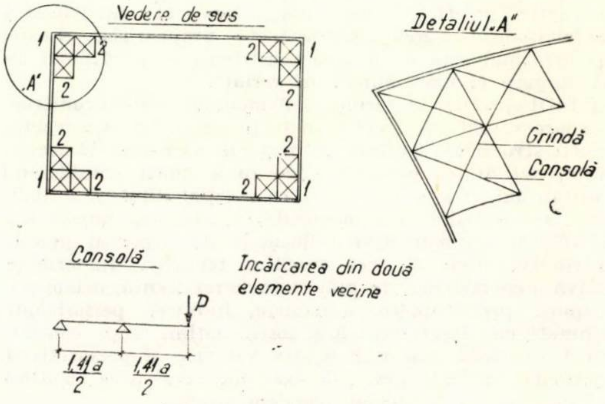


Fig. 4. Asamblarea în consolă

La opt turnuri de răcire, construite din 1961 pînă în prezent, durata de execuţie s-a redus de la şapte luni la cinci luni şi jumătate pe turn. Cu cofraje tradiţionale, durata este de zece luni. Aceste date sînt convingătoare asupra eficienţei metodei.

În lucrarea sa, **M. van Laethem** (Louvain, Belgia) descrie folosirea unor **„Elemente de cofraj obţinute prin deformaţii mari elastice“.**

Consider că problema plăcilor curbe subţiri elastice, la care relaţia încărcare-săgeată nu mai este liniară, este de interes imediat, în particular cînd se utilizează din ce în ce mai mult masele plastice. Van Laethem porneşte de la considerentul că ne putem aştepta ca materialele de înaltă rezistenţă să poată avea deformaţii elastice mari; ele pot fi astfel curbate, pentru a lua forma de arce sau orice altă formă. Mai mult, el sugerează utilizarea unor elemente de cofraj elastice, drept cofraj definitiv, adică făcînd parte din structura finală.

Este descrisă construirea unui turn hiperbolic cu scînduri precomprimate de 2,5 cm grosime, confecţionate din mortar armat sau micro-beton. Desfăşurarea hiperboloidului este imposibilă, dar este posibil să strîmbăm o scîndură îngustă pentru a forma o parte sau măcar o suprafaţă articulată, care poate fi calculată precis. Scîndurile trebuie să fie prevăzute cu o mică nervură centrală pe o faţă, pentru a evita defor-

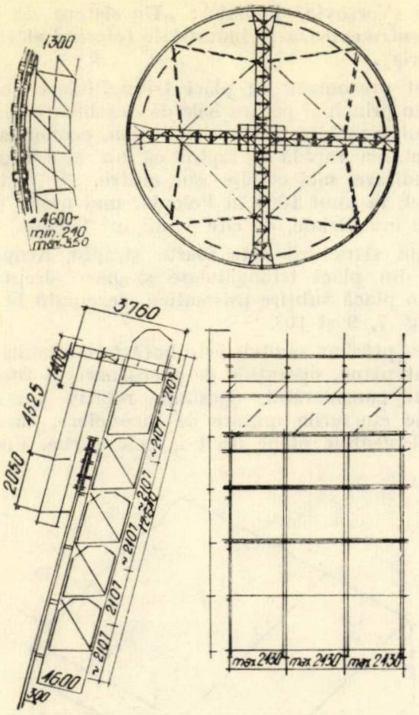


Fig. 5. Cofraj pentru turnuri de răcire în Polonia

maţii în caz de lovire. Scîndurile sînt alăturate pentru a forma hiperboloidul pe un cintru care cuprinde la interior cercuri paralele; prin postcomprimare circulară, scîndurile sînt curbate definitiv. Acoperirea cu epoxid şi torcretarea cu mortar încheie execuţia hiperboloidului.

Van Laethem face unele recomandări pentru proiectare, bazate pe următoarele ipoteze: a. valoarea limită a deformaţiei specifice este 0,35‰ pentru beton şi 0,50‰ pentru mortarul armat; b. rezistenţa maximă de forfecare rezultă din răsucirea geometrică maximă, iar necesarul de precomprimare se determină în final cu ajutorul cercului lui Mohr.

Mă îndoiesc că această metodă mai degrabă extravagantă este convenabilă pentru execuţia turnurilor de răcire hiperbolice, care ar fi betonate probabil mai ieftin prin metoda descrisă de Golczyk.

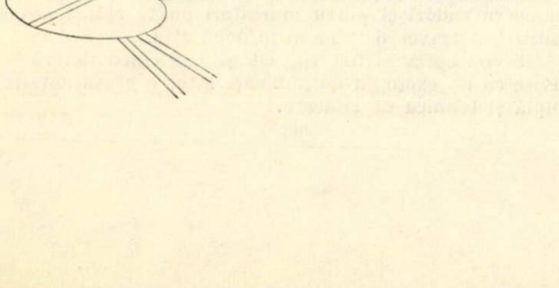
Fără îndoială însă că metoda lui van Laethem ar putea merge foarte bine pentru construirea acoperişurilor în formă de paraboloizi hiperbolici.

Dar şi aici, trebuie avute în vedere în primul rînd aspectele economice, ceea ce autorul din păcate nu menţionează.

În sfîrşit, van Laethem dă cîteva date foarte utile pentru proiectarea elementelor alcătuite din scînduri precomprimate prin încovoiere şi utilizabile pentru suprafeţe cu o singură curbură.

Exemple numerice detaliază posibilităţile oferite de scînduri de 1,5 şi 4,5 cm grosime. Dacă ar fi posibil ca elementele de cofraj pentru plăci subţiri elastice să fie executate, transportate şi montate sigur şi ieftin, ele ar avea un viitor promiţător. Totuşi, nu trebuie trecută cu vederea o problemă şi anume aceea a coroziunii, întrucît elementele de grosime mici vor fisura cu siguranţă atunci cînd capătă deformaţii mari. Poate o măsură eficace ar constitui-o acoperirea elementelor svelte cu răşini epoxidice sau alte materiale asemănătoare.

Fig. 6. Plăci subţiri cutate pentru remize de locomotive în R. D. Germană



V. N. Vulev (Sofia, Bulgaria), în interesanta sa lucrare **„Unele probleme privind cofrarea şi execuţia plăcilor subţiri cilindrice scurte"**, aduce cîteva idei pentru rezolvarea problemelor tehnico-economice de cofraje mobile. Formulele date în lucrarea sa permit obţinerea soluţiilor pentru organizarea confecţionării armăturii şi a operaţiilor de betonare, folosind seturi de cofraje. Folosirea seturilor de cofraje mobile constituie varianta cea mai raţională, atunci cînd cofrajul poate fi folosit de cel puţin 10 ori.

3. STRUCTURI TIPIZATE ŞI METODE DE PRETURNARE

În R. D. Germană au fost acoperiţi, în ultimii ani, circa 30 mii m² cu elemente tip V de 24 şi 30 m deschidere din beton prefabricat postcomprimat. S-a dovedit foarte economică o nouă metodă de montare. Elementele V preturnat sînt liftate hidraulic pe capul stîlpilor, eliminînd astfel folosirea foarte costisitoare a macaralelor.

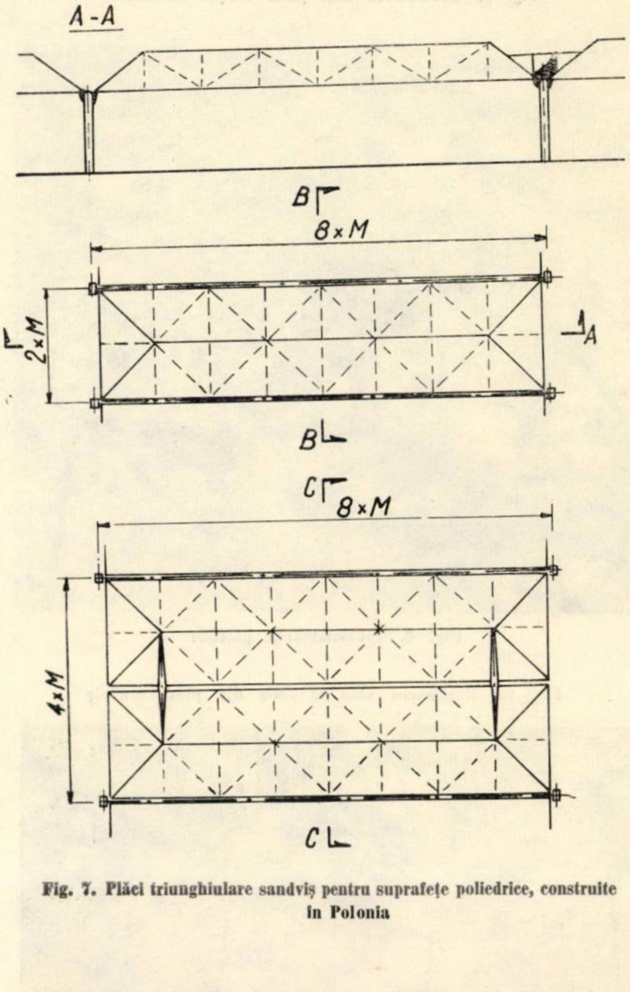


Fig. 7. Plăci triunghiulare sandviş pentru suprafeţe poliedrice, construite în Polonia

C. Hoffmann (Dresda, R.D.G.) a descris **„O structură cutată conică preturnată precomprimată ca acoperiş tipizat pentru remize de locomotive"** proiectată de căile ferate din R.D.G., în cadrul programului de modernizare a actualelor remize circulare. Plăcile preturnate sînt asamblate la sol prin postcomprimare pentru a forma unităţi în V. Ridicarea acestor elemente în poziţie, doar cu ajutorul unei macarale derrick, prin liftare în diagonală, constituie o trăsătură deosebit de interesantă (fig. 6).

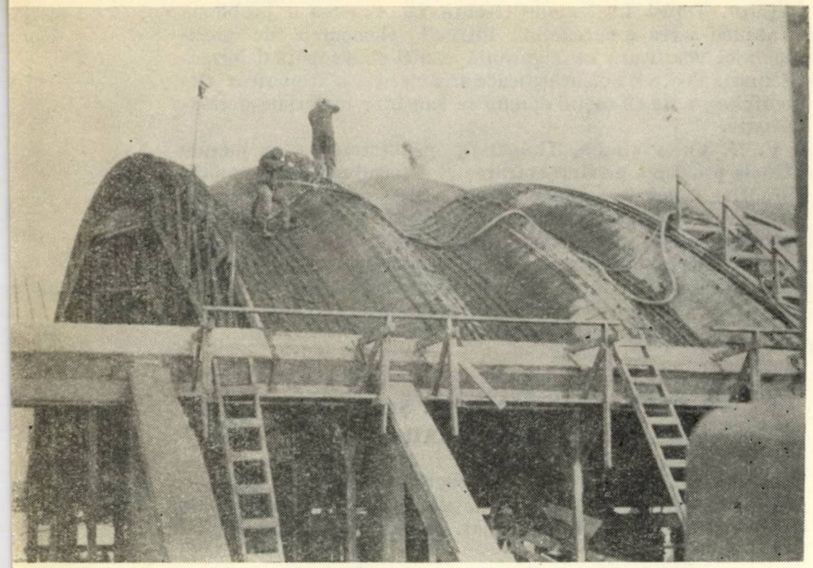


Fig. 8. Torcretarea unei plăci subțiri ondulate

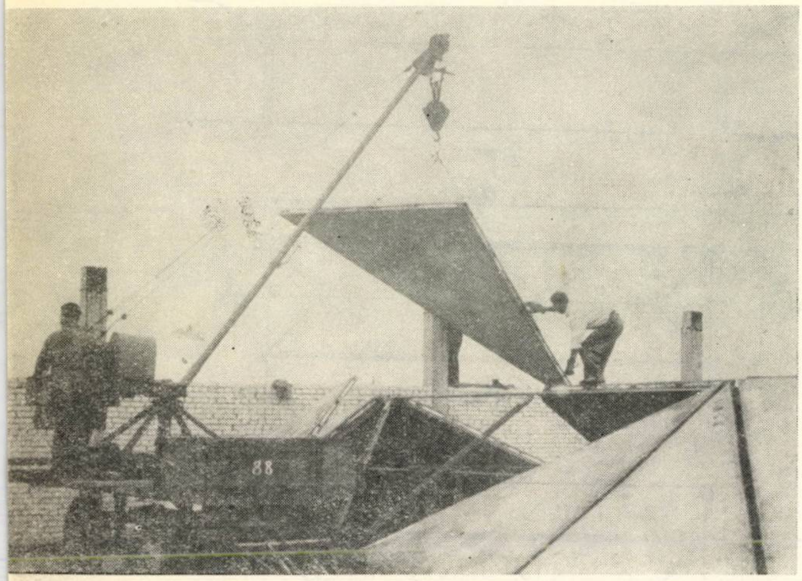
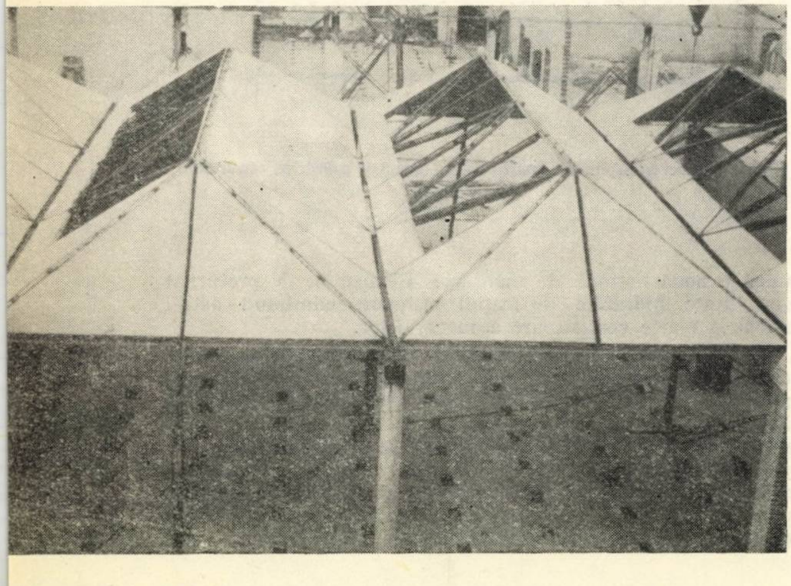


Fig. 9. Preasamblarea plăcilor

Fig. 10. Realizarea unui acoperiș din plăci sandviș



B. Koy (Varşovia, Polonia): **„Un sistem de construcție unificat pentru construcții industriale folosind plăci triunghiulare sandviș”.**

Sistemul preconizat de plăci triunghiulare sandviş este utilizabil în principal pentru hale de deschideri mici şi medii. Meritele lui deosebite sînt variabilitatea, economia de manoperă, montarea rapidă şi faptul că nu este necesar utilaj greu de ridicare, nici cofraje sau cintre. Au fost executate în acest fel, în anul 1964 în Polonia, mai multe proiecte de construcţii industriale, de cîte 5 mii m² fiecare.

Principiul structurii este foarte simplu. Acoperişul este asamblat din plăci triunghiulare şi bare drepte de oţel, rezultînd o placă subţire prismatică, rezemată la cele patru colţuri (fig. 7, 9 şi 10).

Folosirea plăcilor sandviş este hotărît lăudabilă. Deoarece plăcile sînt plane, operaţiile de preturnare şi transport sînt simplificate considerabil. Grosimile relativ mari la beton uşor reduc eforturile unitare de încovoiere, care sînt mai mari la elementele plane decît la cele curbe. Fiecare placă constă din două straturi exterioare de mortar (rezistenţă cilindrică 170... 200 kg/cm²), armat cu bare Ø 3 mm/15 cm şi un sîmbure de 7 cm din spumă de polistiren ($\gamma = 40$ kg/m³). Acesta din urmă joacă şi rolul de termoizolaţie. Plăcile au fost dimensionate ca o secţiune mixtă la care raportul modulilor de elasticitate beton/polistiren a fost $E_b/E_p = 536$ (fig. 11)

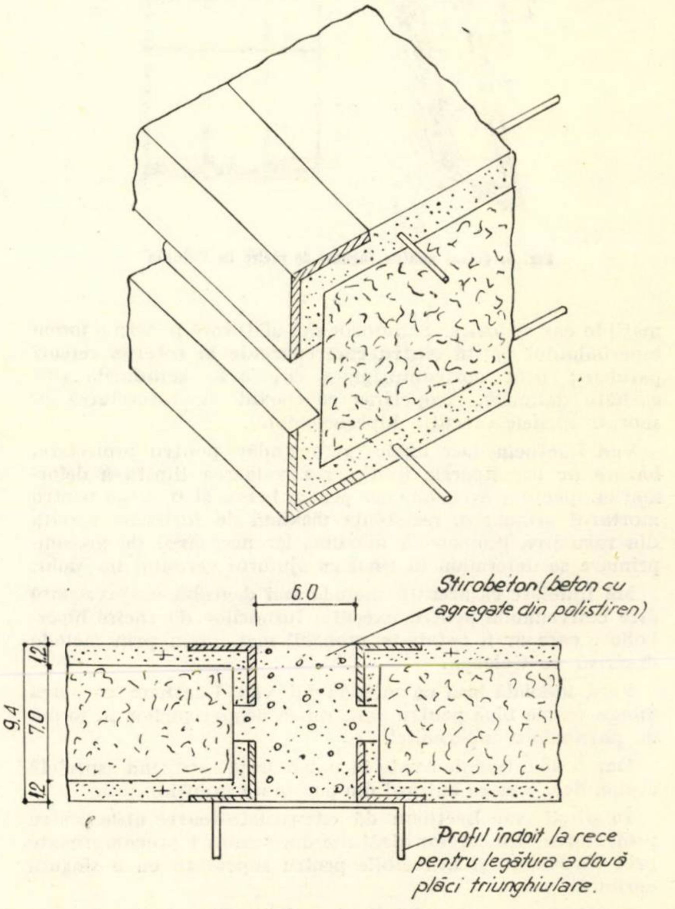

6.0
Stirobeton (beton cu agregate din polistiren)
1,2
9,4
7,0
1,2
Profil îndoit la rece pentru legătura a două plăci triunghiulare.

Fig. 11. Plăci sandviş. Detalii

Rosturile dintre plăci sînt matate cu *stirobeton*, adică un beton cu agregate din spumă de polistiren. Acoperişul este preasamblat la sol cu ajutorul barelor de oţel asamblate în prealabil. Acoperişul complet este apoi liftat cu ajutorul preselor fixate la capul superior al stîlpilor. O echipă formată din patru sudori şi patru muncitori poate ridica acoperişul pentru trei travee 6 × 18 m în două zile.

Atît concepţia structurii, cît şi cea constructivă pot fi privite ca un exemplu de îmbinare între o preturnare relativ simplă şi tehnica de ridicare.

Nu se menţionează nimic despre costul plăcilor sandviş. Totuşi, întrucît termoizolaţia este înglobată în secţiunea transversală de rezistenţă şi, de aceea, nu mai trebuie să fie pusă separat după montarea acoperişului, ca în majoritatea cazurilor structurilor din plăci curbe subţiri, şi cum acoperişul este compus integral din plăci sandviş, este de aşteptat ca sistemul să fie şi economic. Ar fi interesant să avem date suplimentare asupra acestui aspect, ca şi al realizărilor de pînă acum.

Comunicările lui **H. Rühle** (Dresda, R. D.G.) **„Proiectarea şi construirea acoperişului unui şed preturnat precomprimat"** şi **O. Auerswald** (Dresda, R.D.G.) **„Preturnarea şi ridicarea unui acoperiş în şed pentru o hală industrială"** se referă la o construcţie executată în 1964 la Dresda.

În unele industrii, cerinţe speciale vor impune, şi în viitor, construirea şedurilor, aplicată cu succes şi pînă acum. De aceea era evident să căutăm idei noi pentru proiectarea şi construcţia acestui tip de acoperiş.

Proiectarea s-a făcut în strînsă colaborare cu arhitectul, prof. Schaarschmidt, avînd în vedere următoarele :

a. Distanţa mare între stîlpi pentru a permite utilizări diferite ale halei (varietatea elementelor adoptate ar permite realizarea unei trame maxime de 24 × 30 m).

b. Aplicarea şi combinarea unor structuri de beton de deschidere mare, care realizează economii de material (de ex. structuri din beton precomprimat şi din plăci curbe subţiri).

c. Utilizarea de elemente preturnate care pot fi executate în poligoane. Aceasta implică următoarele : cea mai mică varietate posibilă de elemente pentru diferite combinaţii şi dimensionarea elementelor pentru a putea fi transportate pe c.f.

d. Elasticitatea sistemului structural şi posibilitatea de a realiza segmente care satisfac şi procesele tehnologice din alte industrii.

e. Cea mai bună şi mai simplă metodă de ridicare.

Proiectul final s-a făcut la o tramă de 18 × 24 m, bazată pe reţeaua modulară de 6 m. Grinzile acoperişului sînt în formă casetată şi precomprimată, de 2,8 m înălţime şi 0,6 m lăţime, compuse din două jumătăţi. Fiecare jumătătate este simplu rezemată pe stîlpi în dublu V la 24 m interax, fixaţi în fundaţii pahar. Lumina între grinzi este de 17,4 m şi este acoperită cu plăci ondulate în S, compuse din plăci inferioare precomprimate şi plăci de creştet din beton armat obişnuit, dispuse într-un sistem de 6 m lăţime (fig. 12, 13).

Elementele preturnate constau din patru tipuri de bază, toate transportabile pe calea ferată, şi anume :

a. stîlp
b. grinda 6 × 0,3 × 2,8 m
c. placa inferioară 6... 10 cm grosime
d. placa de creştet 6 cm grosime.

Pentru proiectarea plăcilor S au fost aplicate teoria lui Rüdiger-Urban şi metoda echilibrării eforturilor de lunecare. Construcţia a fost precedată de încercări la mărime naturală.

Auerswald descrie preturnarea şi asamblarea acoperişului care nu au implicat dificultăţi deosebite. Elementele au fost preturnate pe şantier din beton armat, pe matriţe şi apoi aburite. Plăcile de creştet au fost depozitate vertical. Grinzile şi plăcile inferioare au fost asamblate şi precomprimate la sol şi apoi liftate împreună la cotă.

În continuare, plăcile superioare au fost aşezate la creştet, bucată cu bucată, şi apoi parţial sudate. În sfîrşit, rosturile au fost torcretate — metodă aplicată pentru prima dată la o construcţie de acest fel — ceea ce a reuşit foarte bine.

Diferitele faze de execuţie reprezintă, în raport cu durata totală :

11% pentru pregătirea poligonului de turnare,
23% preturnarea tuturor elementelor,
12% preasamblare,
54% asamblare.

Aceste date arată, o dată mai mult, importanţa reducerii costului montajului. Se poate ajunge la acest rezultat proiectînd structura de la început astfel încît să se asigure o asamblare uşoară şi folosind metode simple de asamblare.

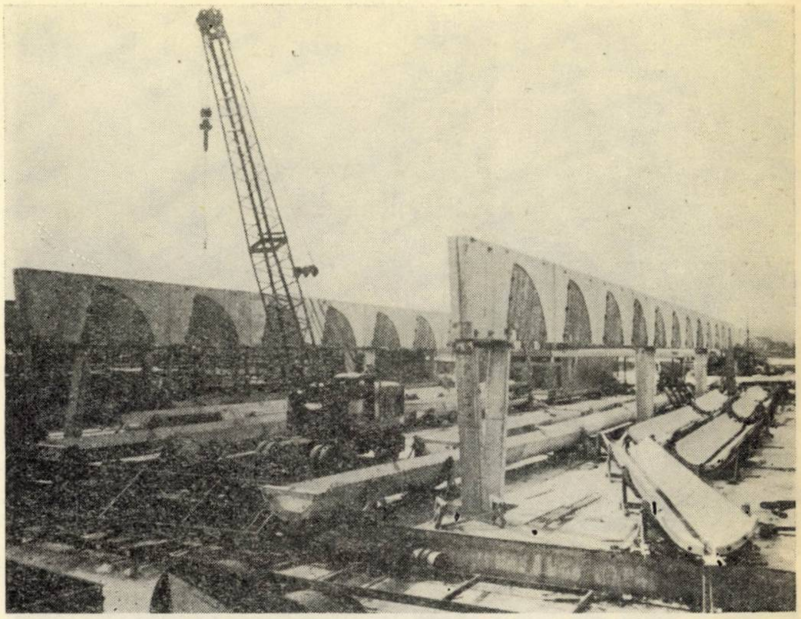


Fig. 12. Şed în construcţie (Dresda)

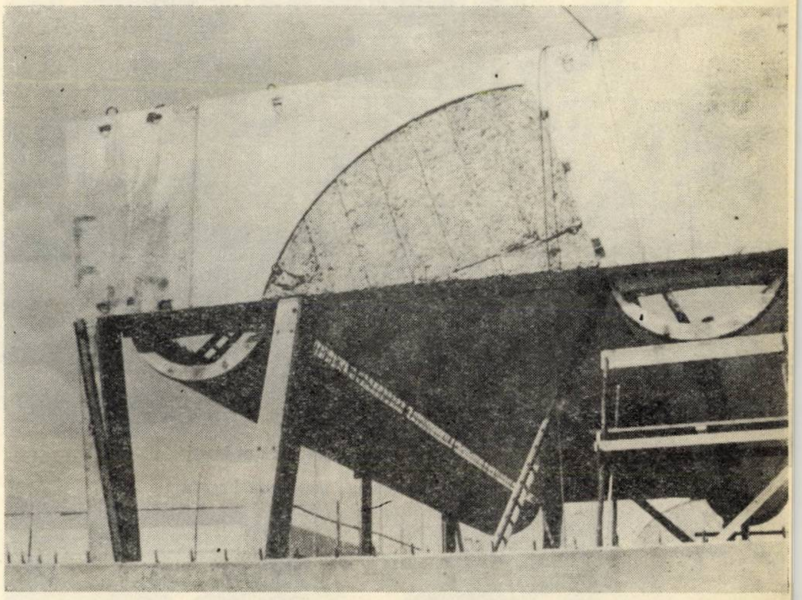
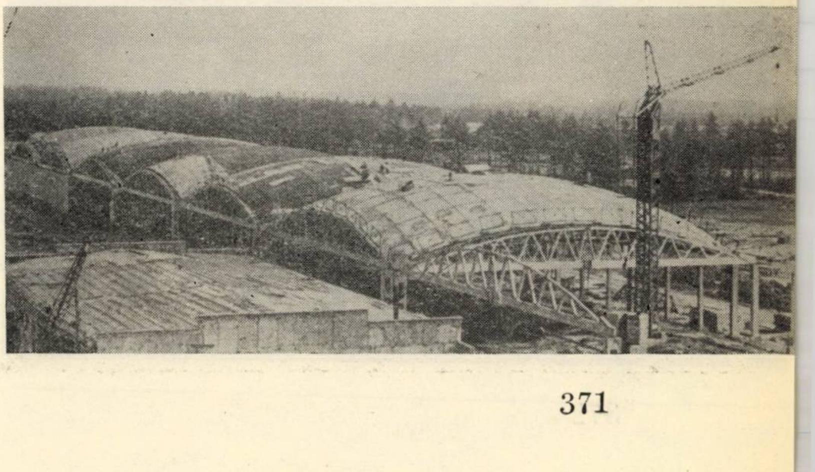


Fig. 13. Asamblarea plăcilor prefabricate

Fig. 14. Plăci subţiri cu dublă curbură în timpul construcţiei



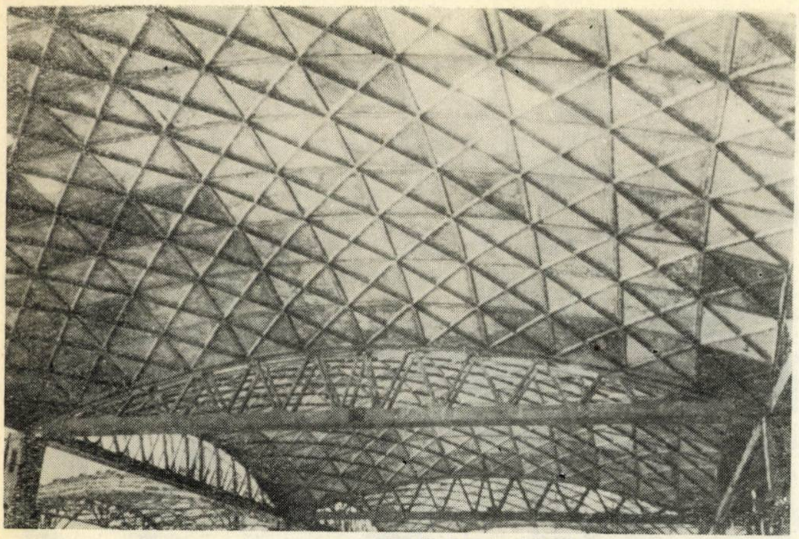


Fig. 15. Interiorul halei

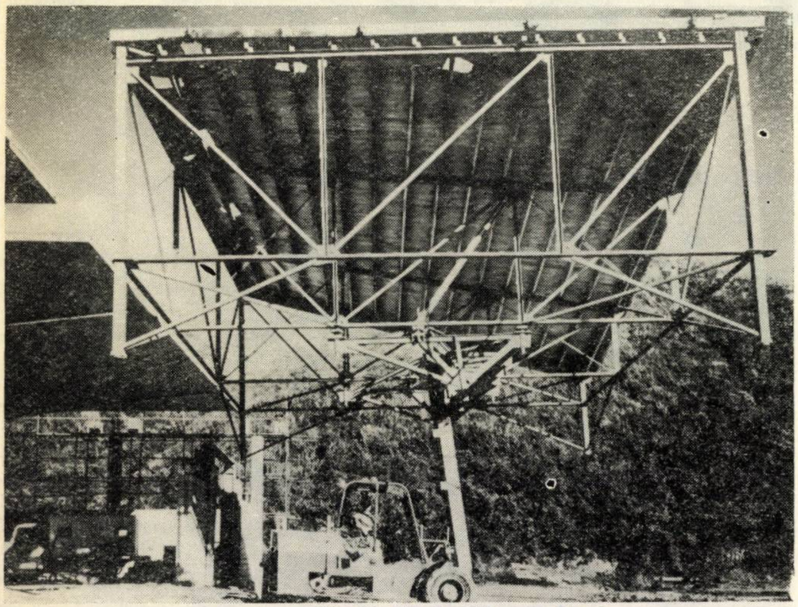
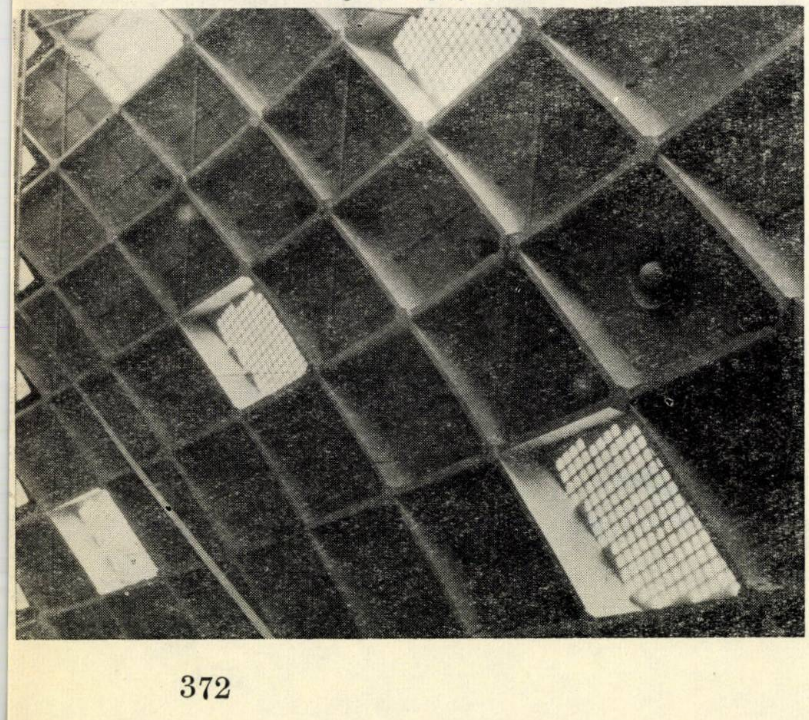


Fig. 16. Cofraj mobil pentru hipari

Fig. 17. Acoperiș lamelar în Ungaria



Se ridică evident întrebarea dacă n-ar fi fost mai economic să se pretoarne plăcile, folosind un echipament de betonare portabil. Părerile în această privință pot diferi, întrucît nu dispunem de date comparative. Fără îndoială, preturnarea ar fi mai ieftină dacă numărul de elemente ar fi suficient de mare, iar producția mecanizată corespunzător.

În U.R.S.S., cercetările experimentale în utilizarea plăcilor prefabricate au arătat eficiența lor pentru acoperirea clădirilor cu destinații foarte variate. Unele detalii foarte interesante sînt date în lucrările lui **G. A. Gluhovski** (Leningrad) **„Unele probleme legate de montarea plăcilor prefabricate“** și **Kurilo, Mamontov, Sapovalov** (Lvov) **„Plăci curbe subțiri de beton armat prefabricat pentru construcții industriale și social-culturale''.**

În ultimii ani s-au efectuat în U.R.S.S. multe cercetări și construcții cu diferite tipuri de structuri din plăci curbe subțiri, în scopul găsirii unor tipuri eficiente. Unele structuri de acest tip au fost standardizate :

a. Plăci subțiri poliedrice rezemate pe diafragme. Placa constă din elemente tip de formă pătrată de 3 × 3 m latură și 25... 40 mm grosime. Nervura diagonală are o grosime de 20 cm, iar cele marginale de 8 cm. Elementele sînt reunite prin sudarea armăturilor din nervurile diagonale și betonarea rosturilor (fig. 14, 15).

b. Plăci subțiri cilindrice lungi pentru construcții industriale avînd lungimea de 24... 36 m și traveea 12 m. Placa este asamblată din elemente tip de beton armat de 3 × 12 m în plan, cu grinzi marginale din beton precomprimat.

c. Plăci subțiri cilindrice scurte pentru construcții industriale, constînd din plăci nervurate de 3 × 12 m și elemente marginale rigidizînd marginile longitudinale ale plăcii (de 24 m și 30 m).

Față de construcțiile uzuale, folosirea acestor plăci a permis reducerea consumului de beton și de oțel cu 25... 35%. Mai este încă necesar să fie rezolvate diferite probleme privind calculul și încercările experimentale. Este nevoie de metode de calcul practic pentru echilibrul la limită, o teorie corectă a stabilității și procedee de încercare pe modele.

Kurilo, Mamontov și Sapovalov dau în interesanta lor lucrare cîteva date asupra unor plăci asamblate din plăci cu nervuri uzinate, utilizate la acoperirea a două clădiri. Sînt descrise de asemenea și încercările.

H. Müller (Halle, R. D. G.) descrie în studiul său **„Prefabricarea și montarea hiparilor''** dezvoltarea și aplicarea paraboloizilor hiperbolici lungi (de tip grindă), în R. D. Germană. Aceste grinzi sînt asemănătoare elementelor Silberkuhl folosite în Europa occidentală. Ele au 2 m lățime și pînă la 18 m deschidere, putînd fi cuplate pentru a forma bolți triplu articulate sau acoperișuri fluture. Grosimea maximă de placă este de 4,5 cm. Actualmente, elementele sînt încă prefabricate cu un grad de mecanizare foarte redus.

O hală de 1 728 m² a fost construită în întregime din aceste elemente și comparată cu una alcătuită din grinzi trapezoidale, plăci de acoperiș și panouri de pereți. Comparația indică neta superioritate a structurii din plăci subțiri. Totuși mă îndoiesc că această superioritate se va menține totdeauna, deoarece ea depinde în largă măsură de diferiți parametri funcționali (de ex. acoperiș pentru una sau două deschideri).

K. H. Weissbach (Dresda, R.D.G.) face în lucrarea **„Prefabricarea plăcilor ondulate și hiparilor''** o comparație interesantă între cele două tipuri larg folosite în R. D. Germană-

Amîndouă tipurile de plăci subțiri în formă de grindă necesită aproximativ aceeași cantitate de materiale, dar manopera consumată de hipari este superioară cu cir ca 10% față de aceea a grinzilor ondulate, aceas ta datorită în principal nervurii și armării. Weissbach ajunge la o concluzie care confirmă părerea raportorului. În condițiile actualelor metode de confecționare a plăcilor curbe subțiri în formă de grinzi în R.D.G., va putea fi realizată o mărime substanțială a economicității, în comparație cu alte sisteme de structuri, doar proiectîndu-le cu curbură simplă și secțiune constantă pe toată lungimea. Aceasta ar reduce considerabil manopera de armare. În prezent, armarea reprezintă încă 65% din manopera totală. Mai mult, mecanizarea întregului proces, constînd din distribuirea, compactarea și finisarea betonului apare necesară pentru reducerea costului prefabricării.

4. ALTE PROBLEME LEGATE DE PROIECTAREA ȘI EXECUTAREA PLĂCILOR CURBE SUBȚIRI

Majoritatea articolelor și cărților asupra structurilor din plăci curbe subțiri tratează doar determinarea stării de eforturi și, de obicei, se referă foarte puțin sau deloc la problemele tot atît de importante privind dimensionarea și armarea corectă a plăcilor. Cărțile lui Haas și Born sînt două excepții și este interesant să aflăm de la ei cîtă importanță merită aceste probleme pentru un material neomogen, cum este betonul armat. În legătură cu aceasta, trebuie să ne reamintim că realitatea diferă de multe ori de rezultatele analitice.

În studiile lor, **M. P. Nielsen** (Copenhaga, Danemarca) **„Armarea membranelor”** și **J. Dressel** (Dresda, R.D.G.) **„Armarea cu rețele pătrate a structrulor din plăci curbe subțiri”** contribuie la clarificarea problemei armării celei mai adecvate. Formulele date de Nielsen determină direct armătura în orice punct al plăcii. Apoi calculul verifică dacă încărcările luate în considerare la determinarea eforturilor de membrană sînt mai mici decît încărcarea de rupere, cu condiția ca aceasta să se producă printr-o curgere plastică neîmpiedicată. Aceasta rezultă direct din teorema limitei inferioare din calculul în domeniul plastic. Desigur, un astfel de calcul nu asigură că comportarea sub condițiile de exploatare (săgeți, fisuri etc.) este satisfăcătoare, nici că nu se produc alte forme de rupere, cum ar fi de exemplu pierderea stabilității.

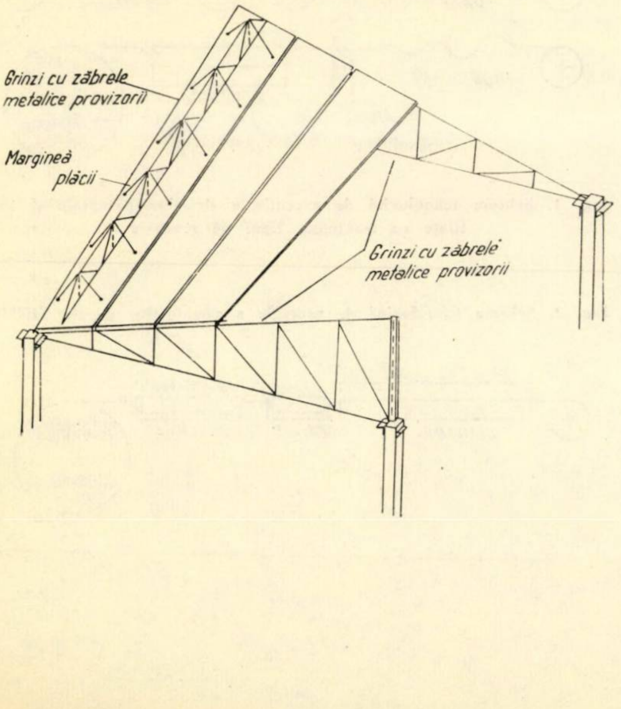
Aceleași observații sînt valabile pentru formulele date de Dressel. Armarea rezultată din aplicarea ambelor formule reprezintă armarea minimă care poate fi folosită fără a lua în considerare eforturile de întindere din beton.

O problemă specială este tratată în lucrarea lui **J. P. Hollings** (Wellington, Noua Zeelandă) **„Unele considerații în legătură cu proiectarea paraboloizilor hiperbolici în formă de umbrelă întoarsă, pentru a rezista la cutremur”**. Stîlpul central trebuie să fie capabil să reziste la un moment încovoietor însemnat, pe lîngă preluarea greutății plăcii. O metodă publicată anterior recomanda umplerea doliilor hiparilor pentru a realiza grinzi ce se întind între capul stîlpului și marginea plăcii.

În timp ce momentul încovoietor produs de cutremur este maxim la baza stîlpului, el are totuși o valoare apreciabilă în secțiunea de contact dintre placă și stîlp. Dacă nu se ține seamă de acest moment la proiectarea plăcii, este posibil ca în caz de cutremur să se rupă o secțiune a plăcii și să producă astfel distrugerea întregii structuri Foarte interesant a fost cofrajul mobil folosit la execuție (fig. 16).

O altă problemă, întrucîtva diferită de tematica congresului a fost tratată de **B. Soltész** (Budapesta, Ungaria): **„O metodă de calcul simplificată pentru acoperișurile lamelare”**. Acest sistem este folosit pentru tuburi de oțel sau aluminiu și, de asemenea, pentru betonul prefabricat (fig. 17).

Fig. 18. Noi metode de construcție în Bulgaria


Grinzi cu zăbrele metalice provizorii
Margineă plăcii
Grinzi cu zăbrele metalice provizorii

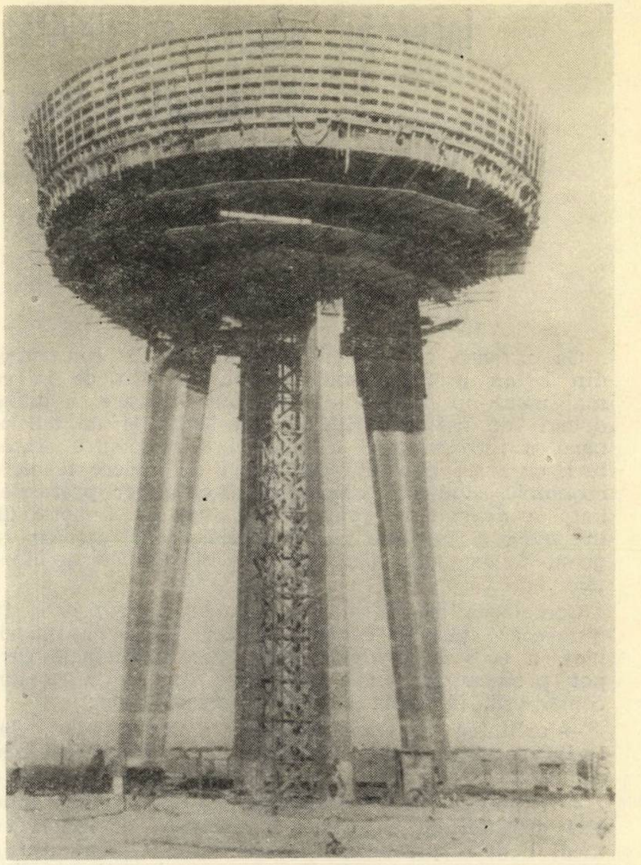


Fig. 19. Castel de apă la Bagdad

Se dă exemplul unui acoperiș lamelar din beton armat prefabricat, peste o suprafață de 53 × 63 m în plan. Modelul a fost făcut din aluminiu.

Valorile aproximative teoretice pentru un arc cu tirant obișnuit, încărcat excentric, au fost corectate apoi cu factori de corecție deduși din încărcarea pe model. În felul acesta se poate economisi un timp prețios ; metoda poate fi recomandată pentru cazuri similare.

Problemele de proiectare și de construcție a hiparilor sînt studiate de mai mulți ani la Institutul de Cercetări în Construcții (NISI) din Sofia.

Lucrarea lui **St. D. Ivanov, D. Tepariteharov** (Sofia, Bulgaria) **„Hipari de mare deschidere din beton armat precomprimat, în Bulgaria”** prezintă modul de realizare a unei structuri din hipari preturnați, pentru o sală de sporturi (42,55 × 31,6 m). Placa are o grosime curentă de 5 cm, cu îngroșări de 11 cm la margini. Pe lîngă armătura precomprimată, placa a fost armată cu o rețea minimă constructivă de sîrme trase la rece Ø 4 mm la 20 cm.

În figura 18 sînt date unele detalii asupra realizării hiparilor prefabricați cu margini autoportante. Elementele precomprimate au lungimea egală cu deschiderea plăcii curbe subțiri și lățimea de 1,0—1,5 m, respectiv 2,0—3,0 m pentru elementele centrale. Greutatea este de 4,0—9,5 t. Cu siguranță că aceasta este o soluție nouă (și poate economică) și va fi interesant să obținem în viitorul apropiat noi detalii.

G. Apostolov (Sofia, Bulgaria) descrie **„Construcția unui castel de apă de 4 500 m^3 din beton precomprimat, construit la Bagdad, Irak, 1964”**.

Construcția a fost realizată într-un mod foarte rațional fără schelărie (fig. 19).

În încheiere, trebuie menționat articolul lui **R. Reisch** (Budapesta, Ungaria) **„Structurile din plăci curbe subțiri în Ungaria”** care dă o descriere foarte interesantă a construcțiilor de acest fel, în ultimii ani.

Încercări asupra sensibilității la coroziune a unor tipuri noi de armături pentru beton precomprimat*)

Ing. Ş. Coandă, dr. ing. C. Damian, Gh. Popeea

1. INTRODUCERE

Ca urmare a folosirii elementelor de construcţii din beton precomprimat în număr din ce în ce mai mare, în diferite domenii de utilizare, a introducerii de noi procedee de fabricaţie şi de tensionare, a întrebuinţării de oţeluri dure pentru armături, cu mare eficienţă din punct de vedere tehnico-economic, studierea coroziunii armăturilor pretensionate a devenit în prezent deosebit de importantă, în vederea prevenirii deteriorării construcţiilor în urma fenomenelor de coroziune şi evitării accidentelor.

Cercetarea atentă a avariilor, ce s-au produs în numeroase ţări la construcţii din beton precomprimat, a scos în evidenţă trei cauze principale care pot produce scoaterea timpurie din uz a acestor construcţii, în urma coroziunii armăturilor :

— calitatea necorespunzătoare a armăturilor, datorită condiţiilor de execuţie sau păstrării necorespunzătoare ;

— calitatea necorespunzătoare a betonului, datorită grosimii de acoperire insuficiente în raport cu mediul de exploatare, folosirii unui ciment sau a unor agregate ce pot fi sau pot deveni agresive faţă de armături, porozităţi etc. ;

— exploatarea construcţiilor din beton precomprimat în medii agresive, fără asigurarea unei protejări eficiente, după caz, a armăturilor sau a întregii construcţii.

Fierul nu corodează într-un beton dens, compact, nefisurat, executat cu ciment Portland, dacă acoperirea de beton este corespunzătoare cu condiţiile de exploatare, deoarece, în acest caz, pH-ul betonului este stabil în timp şi are valori cuprinse între 11 şi 12,5, la care, conform curbelor de echilibru termodinamic — Pourbaix, fierul se găseşte în stare pasivizată.

În practică, însă, deseori betonul nu îndeplineşte toate aceste condiţii, ceea ce are ca urmare apariţia de zone, în care pasivizarea fierului nu mai este asigurată, pH-ul betonului scăzînd prin carbonatare. În această situaţie apar curenţi galvanici de coroziune, datorită :

— macropilelor formate prin diferenţiere (aerisire diferenţială, concentraţie diferenţială etc.) ;

— micropilelor (în zona depasivizată) provocate de neomogenităţile din metal.

Viteza şi caracterul coroziunii produse de acestea depind direct de calitatea oţelului, de mediul înconjurător şi de gradul de tensionare a oţelului. Neomogenităţile oţelului sau ale mediului în contact direct cu metalul accelerează coroziunea şi pot schimba caracterul acesteia.

Influenţele menţionate sînt mult mai periculoase pentru betonul precomprimat decît pentru betonul armat, deoarece viteza de înaintare a coroziunii creşte prin tensionarea armăturilor, această operaţie mărind potenţialul electrochimic (anodic) al oţelului şi putînd şi ea produce schimbarea caracterului atacului, transformînd parţial coroziunea generală uniformă în coroziune localizată, cu efect fragilizant şi fisurant şi care provoacă ruperea bruscă, sub sarcină, a armăturii.

În unele medii puternic agresive (zona litoralului, atmosfere industriale cu agenţi chimici etc.), construcţiile din beton precomprimat pot fi exploatate fără riscuri numai dacă sînt protejate corespunzător împotriva factorilor agresivi respectivi.

În beton precomprimat s-au folosit pînă în prezent la noi în ţară ca armături pretensionate sîrme patentate şi trefilate, de marcă SBP, cu sau fără tratament termic final de revenire, sub formă de fascicule pentru elementele cu armătura postîntinsă şi sub formă de împletituri de două sau trei sîrme (2Ø3 ; 3Ø3 ; 3Ø3,7 mm) pentru elementele cu armătura preîntinsă. În ultimul timp, au început să fie folosite şi toroane din şapte sîrme ; cu totul izolat s-au folosit bare laminate la cald cu profil periodic din oţeluri slab aliate.

În prezent se studiază introducerea unor noi tipuri de armături cu eficienţă tehnico-economică mărită, ca : armături laminate la cald cu secţiune ovală şi tratate termic (tip SIGMA), bare din oţel clasa A IV—A VII, sîrme amprentate de calitate SBP I ş. a.

În figura 1 şi 2 se arată schema tehnologică de execuţie a sîrmelor de tip SBP I şi a armăturilor de tip SIGMA.

La încercările comparative pentru determinarea sensibilităţii la coroziune s-au folosit armături de tip SIGMA, importate din R.D.G. şi fabricate într-un lot experimental la Industria sîrmei din Cîmpia Turzii (ISCT), precum şi sîrme de tip SBP I amprentate şi netede. Studiul s-a efectuat pentru determinarea sensibilităţii la coroziune, prin comparaţie între armăturile patentate şi trefilate cu tratament final de revenire (tip SBP I) şi armăturile laminate la cald cu tratament termic de călire şi revenire (tip SIGMA).

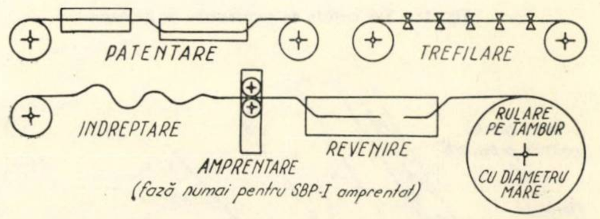
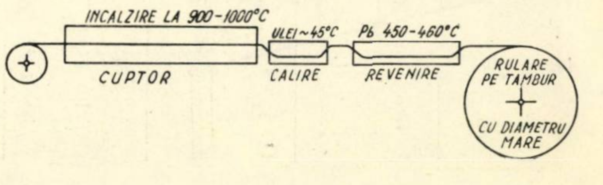


Fig. 1. Schema tehnologiei de execuţie a sîrmelor patentate şi trefilate cu tratament final de revenire

Fig. 2. Schema tehnologică de execuţie a armăturilor de tip SIGMA



---

*) La efectuarea încercărilor mecanice a participat şi tov. ing. R. Dinuliu.

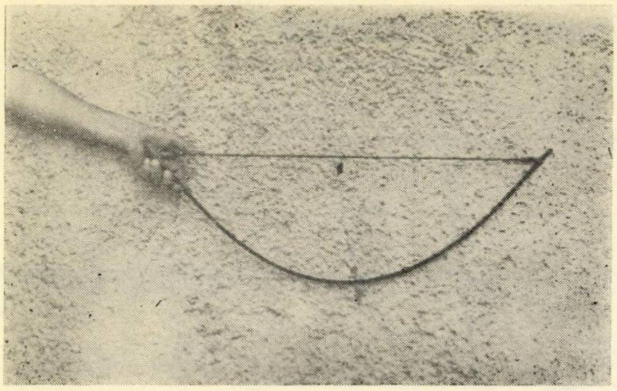


Fig. 3. Armătură tensionată în formă de arc

II. EXECUTAREA ŞI ÎNCERCAREA PROBELOR

În scopul determinării sensibilităţii la coroziune a acestor sîrme, s-au făcut încercări pe epruvete neînglobate în beton, tensionate şi netensionate, urmărindu-se în timp :

— procentul de epruvete tensionate, care s-au rupt din cauza coroziunii, şi durata de menţinere în mediile corosive pînă la rupere ;

— aspectul suprafeţei epruvetelor ;

— variaţia dimensiunilor secţiunii ;

— modificarea caracteristicilor de rezistenţă şi a alungirii la rupere ;

— variaţia numărului de îndoiri alternate.

Tensionarea epruvetelor s-a făcut prin arcuire (figura 3), raportul dintre efortul unitar maxim realizat în fibrele extreme de la cheia arcului şi rezistenţa nominală de rupere fiind 0,7.

A fost aleasă tensionarea prin arcuire, folosită într-o serie de ţări ca : R.F.G., Elveţia, U.R.S.S. ş. a., atît pentru facilitatea execuţiei, cît şi pentru realizarea în aceeaşi epruvetă a mai multor cauze de coroziune sub tensiune statică (tensiuni variabile de-a lungul arcului, existenţa de zone întinse şi comprimate, diferenţe variabile între valorile eforturilor din aceste zone), ceea ce provoacă accelerarea coroziunii şi evidenţiază mai rapid sensibilitatea oţelului.

În fiecare mediu s-au introdus între şase şi nouă probe tensionate şi cîte şase probe netensionate, din fiecare tip de armătură.

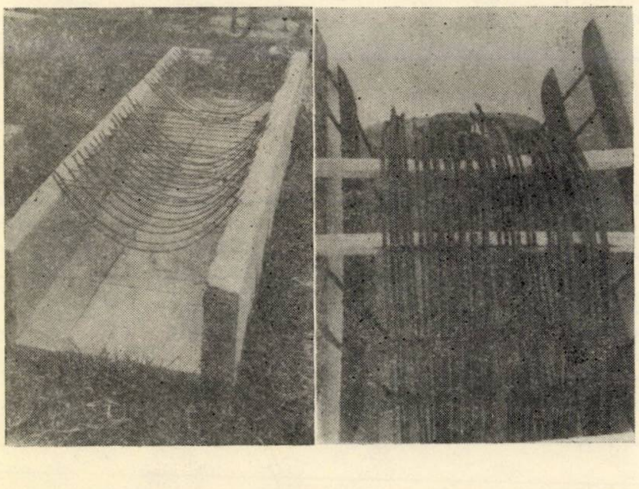
Mediile folosite au fost următoarele :

— atmosferă cu umiditate relativă sub 60% ;

— aer liber, în atmosferă urbană (Bucureşti) ;

— atmosferă cu umiditate relativă peste 75% ;

Fig. 4. Probe expuse în atmosferă de aer urban şi în atmosferă de SO_2



— ceaţă salină (concentraţie NaCl 3%) ;

— atmosferă de SO_2 cu umiditate relativă peste 75% ;

— atmosferă de H_2S cu umiditate relativă peste 75% ;

— soluţie 3% NaCl cu imersie-emersie ;

— soluţie 3% NaCl + $Ca(OH)_2$ cu pH peste 9 imersie-emersie.

În figura 4 se arată probele expuse în atmosferă de aer urban şi în atmosferă de SO_2.

Mediile au fost astfel alese, încît să reproducă pe cît posibil condiţiile normale de exploatare, însă cu o agresivitate mult mărită. În cazul soluţiei de NaCl, încercare specifică pentru coroziunea metalelor, s-a realizat şi varianta cu adaos de $Ca(OH)_2$ pentru asigurarea unui pH ce corespunde celui al betonului.

În afară de încercările în aceste medii, sensibilitatea la coroziunea sub tensiune a oţelurilor a fost determinată şi prin expunerea lor în mediu acid conţinînd hidrogen sulfurat. Aceasta are ca efect o coroziune ultrarapidă de tip fragilizant-fisurant (rezultatele apar în cîteva ore) şi reproduce, desigur, mult accelerat, procesul care a provocat în R.F.G. degradarea în numai cîţiva ani de exploatare a unui mare număr de planşee din elemente de beton precomprimat executate cu ciment aluminos cu zgură şi armate cu oţel SIGMA.

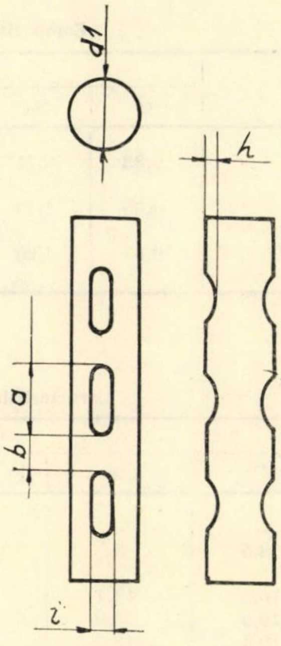


Fig. 5. Probe SBP I amprentate

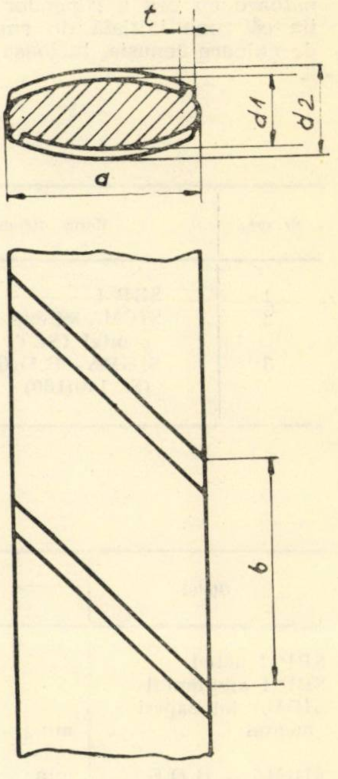


Fig. 6. Armături de tip SIGMA

Încercarea la ceaţă salină a fost oprită după 20 zile din cauza defectării instalaţiei. Pentru celelalte medii de păstrare, încercarea a durat 180 zile.

Sîrmele experimentate au avut caracteristicile ce sînt expuse în tabelele 1, 2 şi 3.

În tabela 1 este dată compoziţia chimică a oţelurilor SBP I, SIGMA-ISCT, şi SIGMA-R.D.G.

În figurile 5 şi 6 se arată profilul sîrmelor SBP I amprentate şi a armăturilor de tip SIGMA.

III. REZULTATELE EXPERIMENTĂRILOR ȘI INTERPRETAREA LOR

În articol sînt redate rezultatele obținute pînă la 180 zile de păstrare în medii.

Procentul de epruvete tensionate care s-au rupt în mediile corosive

Prin observarea zilnică a epruvetelor, după introducerea lor în mediile agresive, s-a constatat că la cele tensionate confecționate din oțeluri SIGMA — lot experimental ISCT și SIGMA-R.D.G. — coroziunea a provocat ruperea unora dintre ele. Nu s-a rupt însă nici o probă SBP.

Procentul epruvetelor rupte în funcție de timp este prezentat în graficul din figura 7.

Din probele expuse în ceață salină, în decursul celor 20 zile de încercare, s-a rupt doar o singură probă de tip SIGMA-ISCT. Ruperea s-a produs după 15 zile ; din fiecare tip de probe s-au introdus în acest mediu cîte 9 arcuri.

Ruperea s-a produs în toate cazurile într-o zonă de circa ± 10 cm față de mijlocul arcului și întotdeauna într-un plan perpendicular pe suprafața sîrmelor. Secțiunea acestor ruperi este foarte asemănătoare cu cea a ruperilor prin oboseală, cu excepția că zona inițială de rupere, în formă de lunulă, de culoare cenușie, lucioasă, cu aspect mătăsos foarte fin, este acoperită parțial cu rugină, ce apare înconjurată de o coroană circulară de metal cenușiu lucios. Restul rupturii are un aspect mai haotic, avînd pe toată suprafața mici ridicături și adîncituri.

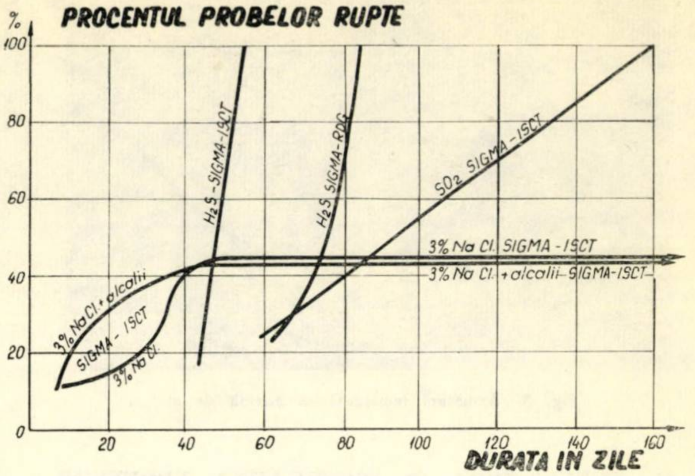


Fig. 7. Procentul epruvetelor rupte in funcție de timpul de menținere în diverse medii corosive

Tabela 1

Compoziție chimică

Nr. crt.	Marca oțelului	Compoziția chimică, %							
		C	Mn	Si	P	S	Cu	Cr	Ni
1	SBP I	0,83	0,71	0,28	0,019	0,018	0,14	0,011	
2	SIGMA lot experimental ISCT	0,65	1,13	1,20	0,020	0,12	0,17	0,15	0,07
3	SIGMA – R.D.G. (St 140/160)	0,67	1,20	1,20⩽	0,045⩽	0,045	—	—	—

Tabela 2

Caracteristici geometrice

Oțelul		Dimensiuni, în mm						
		a	b	d.1	d.2	h	t	A_2 mm
SBP I neted		—	—	5,0	—	—	—	19,6
SBP I amprentat		3,5	3	5,0	—	0,25	—	19,6
SIGMA lot experimental	min.	10,5	13,1	4,2	4,7	—	1,2	35
	max.	10,9	13,9	4,5	5,1	—	1,4	40
SIGMA – R.D.G.	min.	10,4	13,0	4,9	6,4	—	1,6	41
	max.	11,0	13,5	5,0	6,9	—	1,9	44

Tabela 3

Caracteristici mecanice

Oțelul		kgf/mm²			δ unif.	δ_{10} (%)	E (kgf/mm²)	Îndoiri alternate
		$\sigma_{0,01}$	$\sigma_{0,2}$	σ_r				
SBP I neted		148	165	180	2,9	7,1	2×10^4	6
SBP I amprentat		148	165	180	2,9	7,1	2×10^4	6
SIGMA lot experimental ISCT	min.	127	154	171	2,0	5,5		
	max.	142	164	182	—	7,6	$2,1\times10^4$	8
SIGMA – R.D.G.		120	140	162	2,1 – 4,8	5,7 – 8,0	$2,1\times10^4$	4

Tabela 4

Încercarea probelor după 45 zile de menţinere în diverse medii corosive

Natura probelor	Nr. crt.	Mediul de păstrare		Forţa de rupere şi modificarea procentuală faţă de probele martor								Numărul îndoirilor alternate*) şi modificarea procentuală faţă de probele martor							
				SBP I netet		SBP I amprentat		SIGMA – R.D.G.		SIGMA – I.S.C.T.		SBP I neted		SBP I amprentat		SIGMA – R.D.G.		SIGMA – I.S.C.T.	
				Pr (kgf)	$\frac{\Delta Pr}{P_r^o}\cdot 100$ (%)	Pr (kgf)	$\frac{\Delta Pr}{P_r^o}\cdot 100$ (%)	Pr (kgf)	$\frac{\Delta Pr}{P_r^o}\cdot 100$ (%)	Pr (kgf)	$\frac{\Delta Pr}{P_r^o}\cdot 100$ (%)	N	$\frac{\Delta N}{No}\cdot 100$ (%)	N	$\frac{\Delta N}{No}\cdot 100$ (%)	N	$\frac{\Delta N}{No}\cdot 100$ (%)	N	$\frac{\Delta N}{No}\cdot 100$ (%)
Probe tensionate	1	Martori		3 450	0	3 450	0	0 650	0	6 050	0	5	0	5	0	4	0	8	0
	2	Aer urban		3 330	– 3,48	3 730	+ 8,1	6 540	1,65	6 000	– 0,83	6	+20	5	0	3	–25	9	+12,5
	3	Umiditate > 75 %		3 430	– 0,58	3 650	+ 5,8	6 530	– 1,8	6 200	+2,48	6	+20	5	0	3	–25	8	0
	4	Atmosferă cu SO_2		3 200	– 7,25	3 100	–10,15	6 125	– 7,9	5 700	– 5,78	3	–40	4	–20	3	–25	2	–75
	5	Atmosferă cu H_2S		3 120	– 9,57	3 080	–10,7	6 450	– 3,0	5 900	– 2,48	4	–20	2	–60	2	–50	2	–75
	6	Imersie — emersie	Soluţie 3 % NaCl	2 800	–18,85	2 710	–21,4	5 660	–14,9	5 600	– 7,45	2	–60	2	–60	2	–50	2	–75
	7		Soluţie 3 % NaCl alcalină	2 870	–16,8	2 820	–18,25	5 800	–12,8	5 700	– 5,78	3	–40	1	–80	2	–50	2	–75
	8	Ceaţă salină		3 340	–3,19	3 200	– 7,25	6 320	– 4,86	5 900	– 2,48	3	–40	3	–40	2	–50	7	–12,5
Probe netensionate	1	Martori		3 500	0	3 500	0	6 500	0	6 100	0	5	0	5	0	4	0	8	0
	2	Aer urban		3 600	+ 2,86	3 600	+ 2,86	6 700	+ 3,07	6 100	0	5	0	4	–20	2	–50	9	+12,5
	3	Umiditate > 75 %		3 600	+ 2,86	3 550	+ 1,43	6 600	+ 1,54	6 000	– 1,64	4	–20	5	0	4	0	8	0
	4	Atmosferă cu SO_2		3 400	– 2,86	3 350	– 4,28	6 700	+ 3,07	6 050	– 0,82	4	–20	4	–20	3	–25	9	+12,5
	5	Atmosferă cu H_2S		3 050	–12,85	3 150	–10,0	6 400	– 1,54	5 900	– 3,28	5	0	5	0	5	+25	4	–50
	6	Imersie — emersie	Soluţie 3 % NaCl	2 900	–17,15	2 900	–17,15	5 650	–13,1	5 150	–15,55	4	–20	5	0	2	–50	4	–50
	7		Soluţie 3 % NaCl alcalină	3 000	–14,3	2 950	–15,7	5 800	–10,8	5 400	–11,5	5	0	4	–20	3	–25	4	–50

*) Îndoirile alternate s-au făcut în jurul unui dorn cu diametrul de 40 mm la probele SIGMA şi de 20 mm la probele SBP

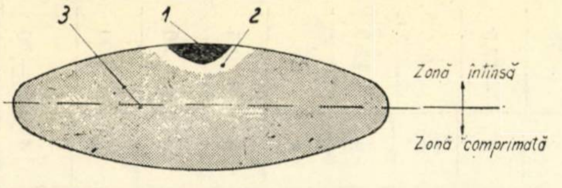


Fig. 8. Aspectul secţiunii transversale la ruperea prin coroziune a armăturilor de tip SIGMA

Zona de rugină marchează punctul iniţial de fisurare şi este situată totdeauna în partea întinsă a sîrmei (fig. 8).

Este interesant de remarcat faptul că arcurile confecţionate din oţel SIGMA — lot experimental — s-au rupt prin fisurare fragilizantă, chiar în mediile de clorură de sodiu, cu toate că acestea au, în general, efect de coroziune uniformă.

Aspectul suprafeţei epruvetelor

Epruvetele tensionate şi netensionate prezintă o coroziune uniformă, generală, mai mult sau mai puţin dezvoltată după mediu şi după tipul sîrmei.

Epruvetele tensionate şi netensionate menţinute în cameră prezintă doar rare pete de rugină cafeniu deschis, risipite neregulat, afară de cazul celor cu nervuri sau amprente, unde rugina are tendinţă să se localizeze în unghiul de racordare al nervurilor sau în interiorul amprentei.

Păstrarea în aer liber a arătat că, atît timp cît vremea a fost uscată şi călduroasă, coroziunea s-a dezvoltat foarte puţin, atît pe epruvetele tensionate, cît şi pe cele netensionate, dezvoltîndu-se însă rapid în momentul răcirii timpului, datorită condensului.

Mediile cele mai corosive sînt soluţiile de NaCl şi atmosfera cu H_2S, ceva mai puţin atmosfera de SO_2 şi de ceaţă salină.

Dimensiunile secţiunii

La sîrmele SIGMA nu este posibil să se interpreteze gradul de coroziune uniformă, in funcţie de mediile dimensiunilor secţiunii, din cauză că variaţiile dimensiunilor se încadrează în limitele de dispersie ale dimensiunilor geometrice ale acestor sîrme.

În ce priveşte sîrmele SBP care au dimensiuni precise, cele mai puternice coroziuni uniforme s-au produs în acelaşi grad, atît la sîrmele tensionate, cît şi la cele netensionate, în soluţiile de NaCl şi în atmosferă de H_2S (micşorarea suprafeţei secţiunii cu 7%).

Rezistenţa şi alungirea la rupere

Rezultatele obţinute asupra probelor, după menţinerea în mediile agresive respective timp de 45 de zile, sînt date în tabela 4 şi în figurile 9 şi 10.

Din studiul valorilor cuprinse în această tabelă rezultă că :

— cele mai mari scăderi ale valorilor eforturilor la rupere se constată la sîrmele menţinute alternativ în soluţiile de 3% NaCl-aer şi în atmosferele de SO_2 şi H_2S ;

— scăderile procentuale ale valorilor forţelor la rupere sînt în general mai mari decît scăderile procentuale ale secţiunilor ;

— nu există o diferenţiere caracteristică a scăderilor rezistenţelor de rupere între epruvetele tensionate şi netensionate ;

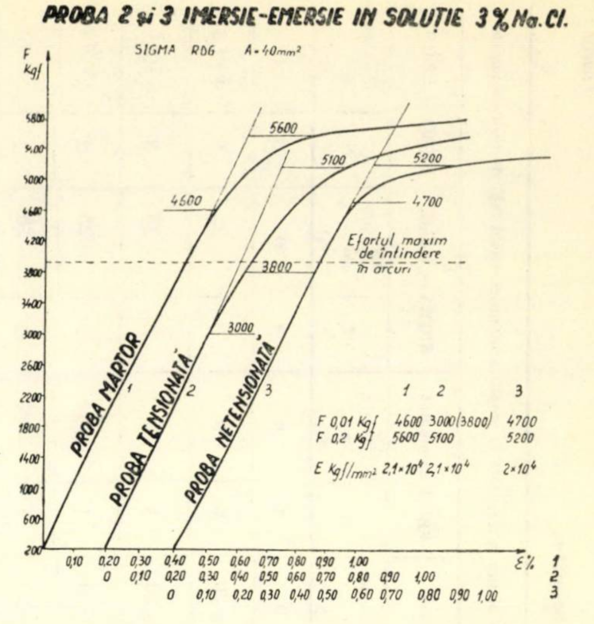


Fig. 9. Curbele caracteristice pentru probe SIGMA — R.D.G.

— nu există o diferenţiere semnificativă a scăderilor rezistenţelor de rupere între epruvetele diferitelor oţeluri.

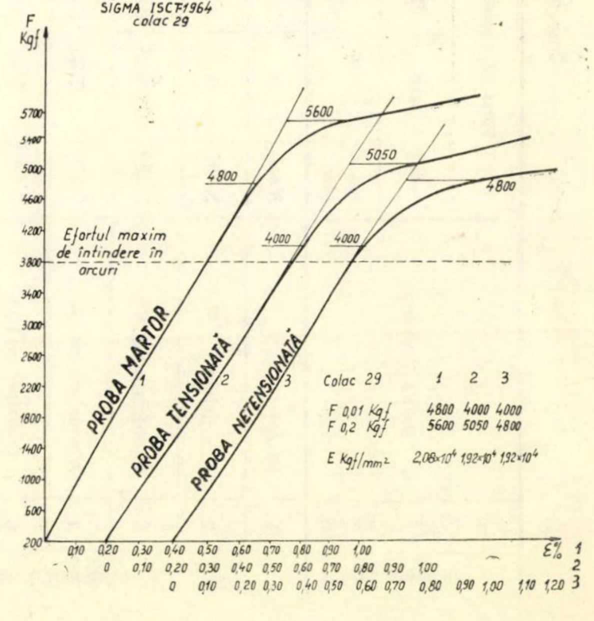
Diagramele din figurile 9 şi 10 arată că, atît la oţelul SIGMA-ISCT, cît şi la oţelul SIGMA-R.D.G., în stare tensionată sau netensionată, valorile caracteristicilor mecanice scad prin păstrarea alternantă în soluţie de 3% NaCl.

Nu există o diferenţiere între curbele caracteristice ale oţelurilor tensionate şi netensionate.

Scăderile afectează valorile tuturor caracteristicilor mecanice : limita de elasticitate ($F_{0,01}$), limita de curgere ($F_{0,2}$), efortul de rupere (F_r) şi modulul de elasticitate (E).

Deoarece variaţia dimensiunilor secţiunilor sîrmelor SIGMA, din cauza coroziunii uniforme, se încadrează în limitele de dispersie ale acestor dimensiuni,

Fig. 10. Curbele caracteristice pentru probe SIGMA — ISCT



nu se poate aprecia cauza acestor scăderi, ea putîndu-se atribui micșorării secțiunii, denivelărilor și microfisurilor de coroziune sau unor modificări structurale ale oțelului.

Important este însă faptul că, prin coroziunea mediilor chimice agresive, valorile caracteristicilor mecanice ale sîrmelor de oțel scad destul de mult (cca 15%).

Numărul de îndoiri alternate

Din tabela 4 se constată că :

— toate probele tensionate au scăderi mult mai mari ale numărului de îndoiri decît probele netensionate confecționate din oțelul respectiv ;

— cele mai mari scăderi ale numărului de îndoiri le are oțelul SIGMA-ISCT, urmat de oțelul SIGMA-R.D.G. și SBP I amprentat, cele mai mici scăderi avîndu-le oțelul SBP I neted.

Conform literaturii de specialitate, încercarea la tracțiune nu este destul de sensibilă spre a evidenția începuturile de coroziune prin denivelări sau fisurări, pe cînd încercările la îndoire alternată, la oboseală și la răsucire, sînt foarte sensibile la orice modificare a suprafeței (denivelări, crestături, fisuri etc.).

Rezultatele experimentărilor noastre confirmă concluziile din literatură, în sensul că diferențierea privind comportarea în medii agresive a oțelurilor studiate este mult mai puternică la îndoire alternată decît la tracțiune. Experimental s-a constatat că microfisurile coroziunii sub tensiune nu sînt evidențiate prin ruperea prin tracțiune, secțiunea de rupere fiind perfect curată ; microfisurile au apărut însă în secțiunile ruperilor prin îndoire alternată făcute pe aceeași epruvetă.

O astfel de secțiune este prezentată în figura 11.

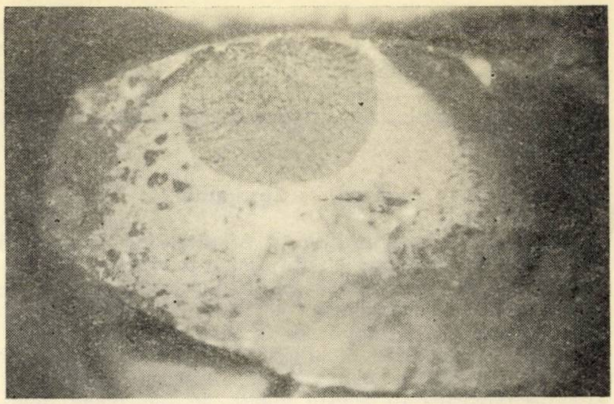


Fig. 11. Secțiunea de rupere la îndoire alternată la o probă la care ruperea prin tracțiune a avut secțiunea perfect curată

Încercările ultrarapide

Pentru determinarea comparativă a sensibilității la coroziune sub tensiune a principalelor tipuri de armături folosite în betonul precomprimat, s-au efectuat și încercări ultrarapide. Metoda folosită a constat în expunerea probelor în soluție de H_2S cu pH = 2...4, obținută prin adăugarea de Na_2S în soluție apoasă de H_2SO_4.

La probele sub formă de arc, cu tensiunea maximă de circa 0,7 σ_r, s-a determinat timpul de la introducerea în baie pînă la rupere.

Rezultatele obținute prin aceste încercări de laborator concordă cu cele obținute prin încercările clasice prezentate mai sus, în sensul că indică exact aceeași ordine a sensibilității sîrmelor experimentate și se cuprind între :

Tabela 5

Tipul sîrmei	Intervalul de timp în care s-a produs ruperea epruvetelor tensionate
SIGMA—ISCT — lot experimental	1 h 22′— 2 h 12′
SIGMA — R.D.G.	2 h 28′— 3 h 44′
SBP I amprentat	6 h 15′—10 h 15′
SBP I neted	8 h 30′—10 h 30′

Proba de îndoire alternată, făcută asupra armăturilor SIGMA tensionate după ruperea lor în mediul agresiv, indică o fragilitate extrem de puternică produsă în zona imersată : metalul se rupea la manipulare. În zona neimersată, numărul de îndoiri alternate nu a diferit de cel al probelor martor. Variația numărului de îndoiri alternate la armăturile tensionate SBP a fost relativ mică.

Armăturile de tip SIGMA — lot experimental ISCT — și de tip SIGMA-R.D.G. prezentau pe fața întinsă, după scoaterea lor din mediul agresiv, striuri de culoare deschisă, vizibile cu ochiul liber (fig. 12). Privite la binocular (mărire 100 x), acestea s-au dovedit a fi fisuri provocate de coroziune. Același fenomen s-a produs și la armăturile SBP tensionate, dar fisurile erau mult mai puțin deschise și mai dese, neputînd fi sesizate cu ochiul liber.

O dată cu probele tensionate s-au introdus în baie și probe netensionate, care s-au scos după ruperea probelor tensionate din același tip de armătură. Din fiecare tip de armătură s-au introdus în baie cîte șase probe tensionate și cîte trei probe netensionate.

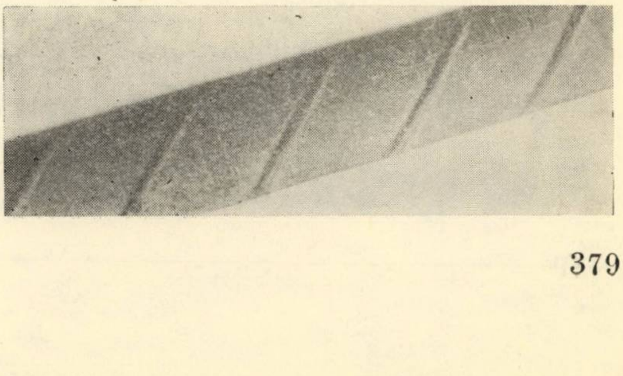
Epruvetele netensionate au prezentat, în general, o scădere a numărului de îndoiri alternate, fără ca fragilitatea lor să atingă nivelul epruvetelor tensionate (cu excepția probelor din SBP I amprentat).

La armăturile de tip SIGMA s-au făcut și determinări de duritate. Față de probele martor, s-a obținut la probele corodate o creștere a durității. La probele tensionate, duritatea a fost mai mare în zona întinsă decît în zona comprimată, ca urmare a procesului de fragilizare.

Forța de rupere la probele SIGMA și SBP neted s-a redus foarte puțin pentru probele netensionate, în timp ce pentru probele tensionate a scăzut cu circa 75% la probele SIGMA și cu circa 22% la probele SBP neted. La probele din SBP amprentat, forța de rupere a fost aproximativ aceeași, atît la cele tensionate, cît și la cele netensionate, reprezentînd circa 65% din forța de rupere a probelor martor. Acest fenomen se datorește, probabil, eforturilor interne mari ce apar în cursul procesului de amprentare, care au condus la apariția fisurilor.

În scop orientativ s-au introdus în aceeași baie și toroane din șapte sîrme (6Ø3,0 + 1Ø3,3 mm) cu și fără tratament termic final de revenire. La toroanele nerevenite s-a produs un număr mult mai mare de ruperi ale sîrmelor periferice față de toroanele cu tratament final de revenire. Acest lucru

Fig. 12. Aspectul exterior al feței întinse de la armăturile de tip SIGMA supuse la coroziune în stare tensionată



atrage atenția asupra pericolului de coroziune chiar înainte de punerea în operă, în cazul folosirii împletiturilor și toroanelor nerevenite. Tratamentul final de revenire, reducînd eforturile interne ce apar în procesul împletirii, îmbunătățește comportarea la coroziune.

Concluzii și propuneri

Din analiza comparativă a rezultatelor determinărilor privind caracteristicile fizico-mecanice ale oțelurilor SIGMA-ISCT/1964, SIGMA-R.D.G., SBP I neted și SBP I amprentat — tensionate și netensionate — inițiale și după 45 de zile de menținere ale acestora în mediile cu diferite agresivități, precum și din observarea comportării acestora pînă la 90 zile de păstrare în aceste medii, se pot trage următoarele concluzii :

Mediile cele mai agresive au fost atmosfera și soluția de H_2S, soluțiile de sare și sare alcalină, ceața salină și atmosfera de SO_2.

Tensionarea oțelului mărește efectele coroziunii generale. În cazul oțelurilor sensibile la coroziunea sub efort, în unele medii agresive (atmosferă și soluție de H_2S, soluții de NaCl), coroziunii uniforme i se suprapune o coroziune concentrată, ce duce la formarea de fisuri și la fragilizarea oțelului. Efectele coroziunii sub tensiune se fac resimțite chiar în medii corosive cu pH peste 9.

Singurele metode ale căror rezultate au diferențiat sensibilitatea la coroziune sub tensiune a oțelurilor pentru beton precomprimat studiate au fost :

— determinarea procentului de epruvete tensionate care s-au rupt în medii din cauza coroziunii, în funcție de timp ;

— determinarea numărului de îndoiri alternate.

Aceste încercări au evidențiat faptul că dintre oțelurile studiate, cele laminate la cald și îmbunătățite (de tip SIGMA) sînt sensibile la coroziunea sub tensiune, pe cînd oțelurile patentate trefilate tip SBP nu prezintă această sensibilitate în condițiile încercărilor efectuate.

Oțelul SIGMA-R.D.G. are o comportare mai bună la coroziunea superficială în mediile slab agresive (atmosferă urbană, umiditate peste 75%), datorită unui tratament de suprafață.

În urma rezultatelor obținute din experimentările efectuate, nu se recomandă introducerea în construcții a oțelurilor SIGMA fabricate în prezent ; trebuie continuate cercetările în vederea obținerii unui material mai puțin sensibil la coroziunea sub tensiune.

Încercările se continuă pentru determinarea mai exactă a comportării la coroziune a armăturii înglobate și neînglobate în beton.

Rezultatele obținute impun luarea unor măsuri de siguranță.

Este necesar să se reanalizeze unele dintre condițiile constructive prevăzute pentru execuția elementelor de beton precomprimat și să se completeze normativul de execuție și de recepție a lucrărilor de beton precomprimat cu indicații privitoare la condițiile de transport, depozitare și păstrare ale armăturilor pe șantiere și în fabricile de prefabricate.

La transportul armăturilor va trebui să se ia măsuri pentru protecția împotriva umidității. Transportul trebuie făcut în camioane sau vagoane închise.

Depozitarea trebuie să se facă în încăperi închise cu umiditatea sub 60%, pe pardoseli neutre. Se interzice depozitarea pe sol, pe pardoseli agresive sau fixate cu produse agresive.

Durata de păstrare a armăturii pretensionate înaintea înglobării ei în beton sau a injectării trebuie să se limiteze la minimum.

Un rol foarte important în reducerea pericolului de coroziune îl are acoperirea cu beton a armăturii și compactitatea betonului. O protecție bună a armăturii se asigură printr-un strat de acoperire suficient de gros și compactat uniform. Aplicarea ulterioară a unui mortar de ciment în zonele poroase din apropierea armăturii ca înlocuitor al betonului compact, așa cum se procedează în unele cazuri, determină apariția unor fenomene periculoase de coroziune. De asemenea la executarea betonului pentru elementele de beton precomprimat se va folosi numai ciment Portland cu procent maxim de adaosuri de 15%.

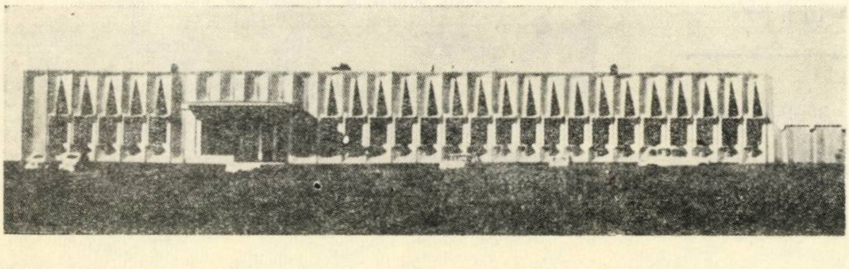
DOCUMENTARE

UZINĂ CONSTRUITĂ CU AJUTORUL A PATRU TIPURI DE ELEMENTE PREFABRICATE

În orașul Nivelle (Belgia) s-a construit prima etapă a unei uzine specializate în fabricarea de piese și dispozitive pentru circulația aerului și a mașinilor de format metale.

Această primă construcție este un atelier de fabricație, de formă rectangulară cu o suprafață de 2 800 m^2. Sistemul de prefabricare adoptat este foarte simplu, folosind un număr redus de elemente realizate după procedeul „Schokbeton“ care conferă betonului remarcabile calități de compactitate și de finisare a suprafeței.

Fig. 1



Structura uzinei este formată din stîlpi cu secțiunea de 36 × 40 cm, implantați pe o tramă de 12,20 × 9,15 m. Ei suportă grinzile principale, de 12,20 m deschidere, care la rîndul lor sprijină grinzi de 9,15 m, distanțate la 3,05 m.

Acoperișul este format din dale cu lățime de 1,525 m, acoperite cu plăci de siporex, care constituie izolația termică și mai multe straturi de etanșeizare.

Fațadele sînt de asemenea din elemente prefabricate după procedeul „Schokbeton“. Aceste elemente sînt de patru tipuri, cu un modul de 1,525 m lățime. Trei dintre ele au înălțimea de 5,97 m, care este înălțimea totală a fațadei. Cel de al patrulea tip de element, care are o înălțime de 2,15 m, este folosit pentru construcția adăpostului motoretelor și este folosit și deasupra intrării principale a clădirii.

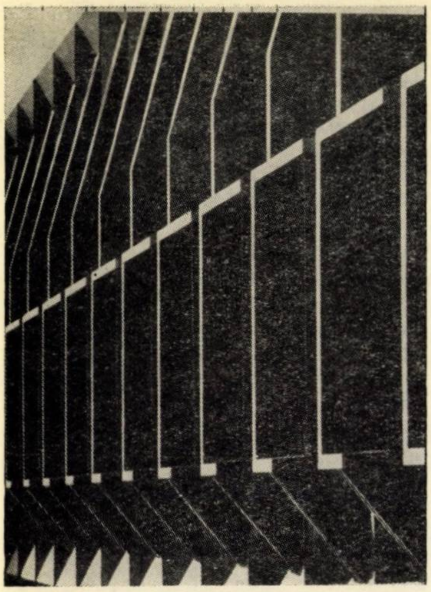


Fig. 2

Modul în care sînt dispuse cele trei elemente prefabricate dă efectul plastic căutat și îndeplinește exigențele partiului formînd fațadele construcției. Etanșeitatea între elemente este asigurată printr-un sistem de îmbinări și rosturi plastice. Concepute astfel, panourile sînt demontabile și reutilizabile, ceea ce ușurează lucrările de extindere în etapa următoare care va necesita deschiderea unei fațade laterale pe întreaga lungime a clădirii.

(Bâtir, nr. 145, februarie 1966)

SISTEM DE PREFABRICARE FOLOSIT LA GARAJELE SUBTERANE

Datorită complicării neîncetate a circulației în marile orașe, proiectul oricărei construcții trebuie să prevadă locuri de parcare și garaje.

Pentru a elibera spațiul terestru, urbaniștii au început să prevadă garaje subterane, lucru devenit mai ușor realizabil prin mecanizarea șantierelor, care permite excavarea terenurilor sub șosele sau sub blocurile de locuințe. Avantajele sînt evidente, deoarece se pot crea mai multe spații verzi între construcțiile de locuințe, iar căile de circulație rămîn libere pentru adevărata lor destinație.

Este de asemenea logic, ca la realizarea acestor garaje să se aplice metode de prefabricare industrială, care în prezent sînt puse la punct pentru construcțiile de locuințe.

În noul oraș Nordwest-Stadt în apropiere de Frankfurt pe Main s-au construit 41 de astfel de garaje subterane pentru 2 800 de vehicule (fig. 3).

Pentru construcția garajelor au fost prevăzute trei tipuri de coloane și stîlpi :

— o coloană cu secțiunea circulară (fig. 4) care are în cap o ciupercă cu 12 fețe conice și care era rezervată pentru structura interioară ;

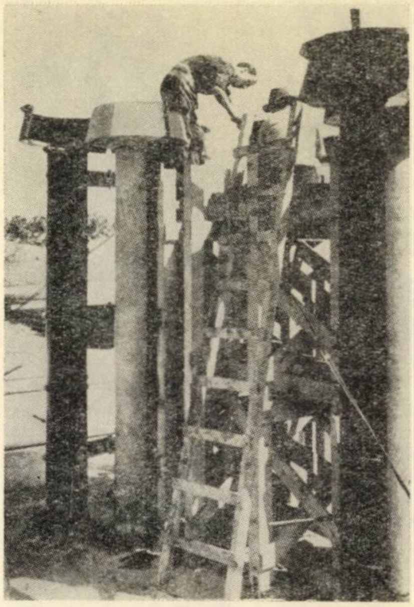


Fig. 4

— un stîlp cu secțiunea rectangulară pentru sprijinirile laterale și acostamentele dalelor de zidărie ;

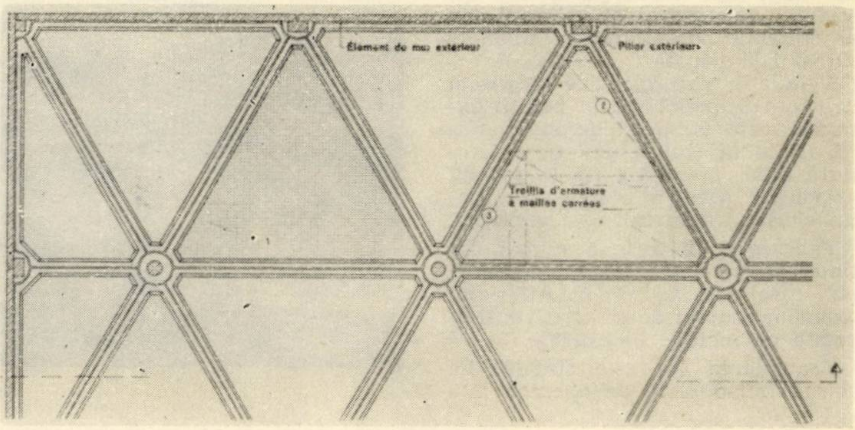
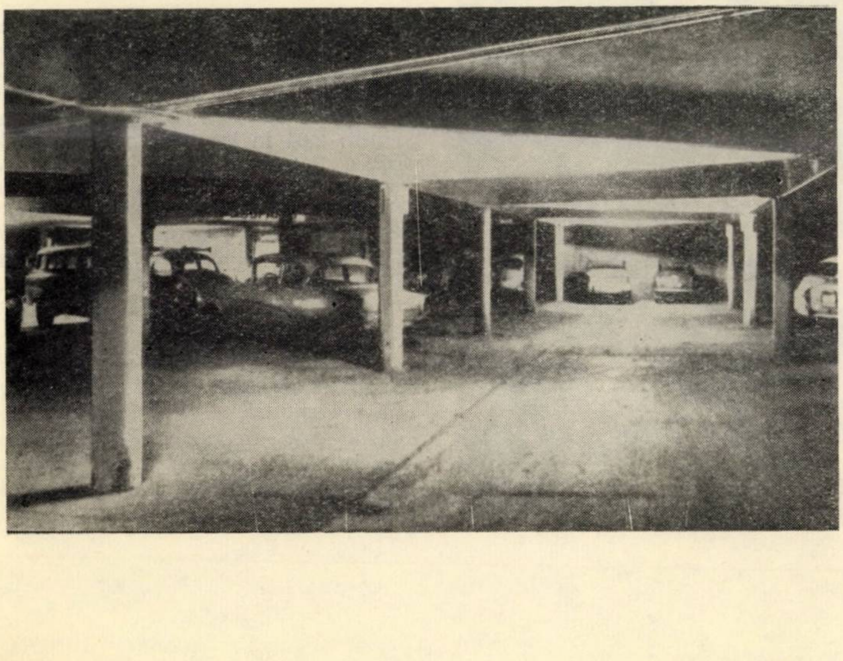


Fig. 5

Fig. 3



— un stîlp cu secțiunea pătrată pentru sprijinirile de colț.

Aceste elemente sînt dispuse după o tramă triunghiulară echilaterală, cu latura de 6 m.

Dalele de acoperiș sînt triunghiulare, de două tipuri (fig. 5) : una înscrisă într-un triunghi echilateral cu latura de 6 m (lungimea laturilor dalelor este de fapt de 5,77 m, diferența fiind preluată de teșirea vîrfurilor și de deschiderea rosturilor; a doua se înscrie într-un triunghi dreptunghic de 6 m $\times$ 3 m (de fapt 5,77 m $\times$ 2,89 m).

Aceste elemente, tratate ca chesoane, comportă o nervură periferică groasă de 50 cm și o placă de 10 cm grosime.

Dalele de zidărie sînt de trei tipuri, toate avînd înălțimea de 2,80 m și grosimea de 18 cm, lungimile fiind însă diferite după destinație.

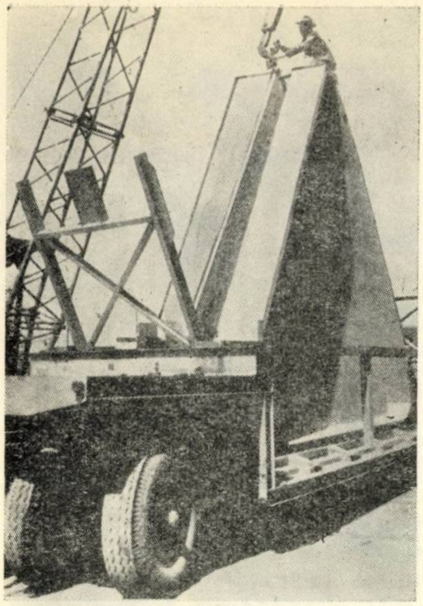


Fig. 6

Se observă că alegerea unei așezări triunghiulare a structurii portante necesită o execuție foarte precisă a fundațiilor. Acestea constau din tălpi individuale purtătoare ale soclului de ancoraj al coloanei sau al stîlpului corespunzător, montate într-o dală armată.

Ventilația naturală este asigurată prin canale prevăzute în pereții exteriori, care au deschiderea în afară, fie la nivelul solului (prin care intră aerul proaspăt), fie la nivelul nervurilor (pentru evacuarea aerului viciat). Iluminatul este artificial.

Fabricarea în serie a numai opt tipuri de elemente principale pentru un garaj normal constituie un exemplu concret de construcție executată cu metode industriale.

Asamblarea lor este simplă. Ea constă într-o serie de operații mecanizate, bazate pe folosirea unei remorci-treiler pentru transportul dalelor (fig. 6), a unui camion pentru transportul coloanelor și al stîlpilor și a unei macarale mobile cu capacitatea de 6 t, pentru ridicare și pozare (fig. 7). După montare și matare, acoperișul este izolat cu o îmbrăcăminte din mai multe straturi asfaltate, protejată la rîndul său de un strat de cîțiva centimetri din beton.

Toate elementele descrise sînt din beton armat. Armarea lor nu prezintă nimic deosebit, în afară de dalele pentru acoperiș, a căror placă relativ subțire este realizată, folosind ca armătură o plasă metalică cu ochiuri mici. Cît despre nervuri ele au o armătură clasică care le permite să joace rolul de grinzi portante.

Uzina de prefabricare dispune de o centrală de beton automată, de o macara turn cu o putere de ridicare de 7 t la 8 m pentru ridicarea și transportul elementelor de un atelier pentru fasonarea armăturilor, de un număr de tipare pentru dalele triunghiulare, de mese basculante pentru executarea dalelor de pereți. Pentru facilitarea decofrării sînt prevăzute dispozitive pneumatice.

Fabricarea coloanelor și a stîlpilor se face în aer liber, dar la marginea căii de serviciu. Coloanele sînt executate cu deosebită grijă, ele fiind turnate vertical în tipare din oțel, formate din două cochilii articulate.

Acest sistem de construcție, rapid și comod, al unui garaj subteran pare că a dat satisfacție deplină inițiatorilor lui.

(Bâtir, nr. 143, februarie 1966)

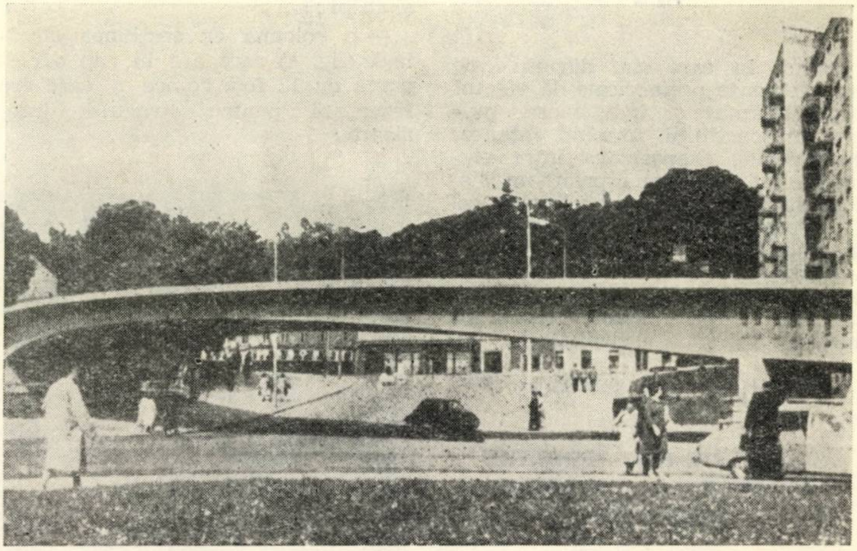
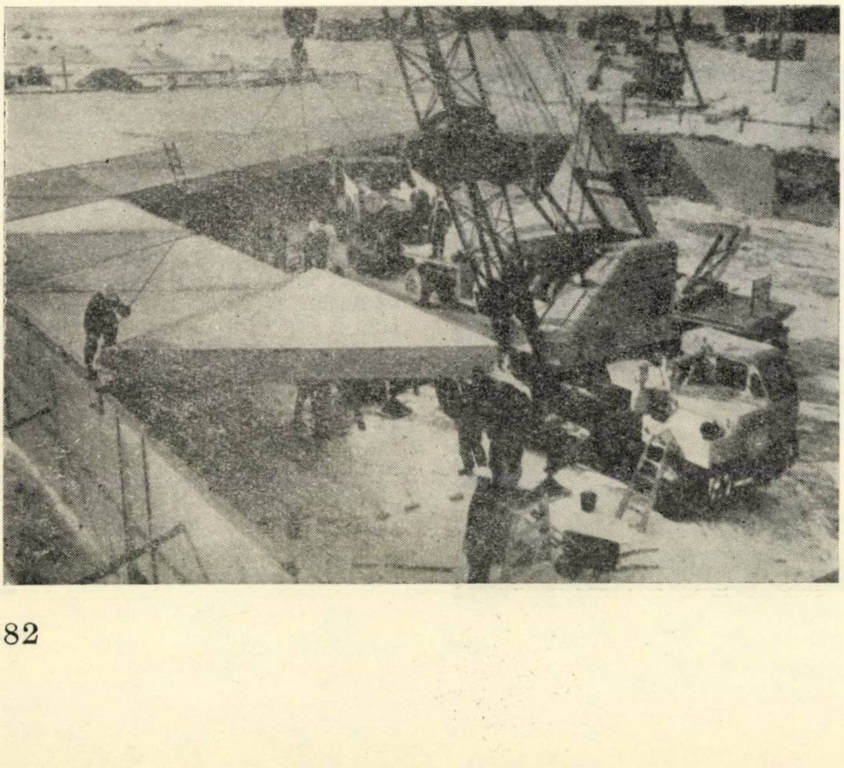


Fig. 8

Fig. 7



POD DE ORAȘ CU O TRAVEE, CU DESCHIDEREA CURBĂ

(Brno)

Sistemul static: grinzi cadru cu console și tiranți oblici. Deschiderea traveelor: 5,0 + 50,0 + 5,0 m. Lungimea totală 62,0 m. Distanța între parapeți: 8,70 m. Înălțimea tablierului: 2,04 m la reazeme, 0,84 m la mijlocul traveei. Materialele folosite pentru tablier: beton B 500, cabluri de precomprimare din cîte 20 de fire Ø 4,5 mm (120/160), oțel moale 10 400 (40/55). Infrastructura și fundațiile: stîlpi din beton armat (B 400), tiranți oblici precomprimați (B 500), talpa din beton armat B 330.

Podul a fost destinat pentru a rezolva situația circulației rutiere în apropierea terenului pe care se desfășoară tîrgurile internaționale de la Brno, trebuind să servească și pentru susținerea a două linii de tramvai.

Podul este în curbă $R=80$ m), în arc cu profilul în lung ($R=1\,000$ m), cu o pantă de 3%.

Calculul static a fost verificat prin încercări pe modele de plexiglas, la scara 1 : 50, prin măsurarea deformațiilor cu metode tensometrice.

După betonarea tălpilor și a stîlpilor, cofrajul a fost instalat pe un eșafodaj din lemn și pe grinzi din oțel cu profilul în dublu T. În acest cofraj a fost turnată partea portantă a podului.

După precomprimarea parțială a grinzilor și tiranților, construcția s-a descintrat de la sine. Apoi au fost betonați tiranții și au fost tensionate și restul cablurilor longitudinale. În final, construcția a fost terminată după desăvîrșirea precomprimării tiranților.

Cantitatea de beton folosită pentru tablier este de 0,96 m^3/m^2 de tablier, iar pentru întregul pod 1,65 m^3/m^2. S-a folosit oțel de pretensionare 47,7 kg/m^2, oțel moale pentru tablier 68,6 kg/m^2, iar pentru întregul pod 98,0 kg/m^2.

VIADUCTE ÎN MUNȚI

Sistemul static: grinzi simplu rezemate (grinzi prefabricate tip K.A.-61). Deschiderea traveelor: pentru primul pod 20 × 18 m, pentru al doilea pod 28 × 18 m. Lungimea: primul pod 394,20 m, al doilea 556,80 m. Înălțimea tablierului: 0,85 m. Materialele folosite pentru tablier: beton B 500, cabluri de precomprimare din 12 fire Ø 4,5 mm (120/160)*, oțel moale 10 400 (40/55)*. Infrastructura și fundațiile: pile și cuzineți din beton armat B 330, fundații de suprafață din beton B 135.

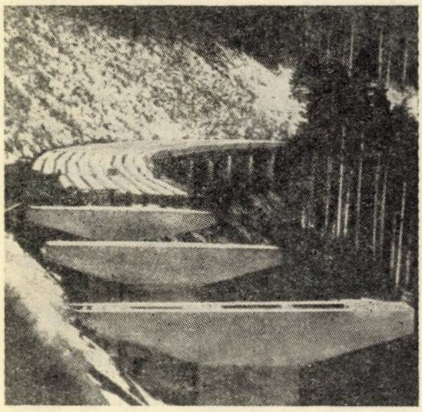


Fig. 9

Podurile sînt construite pe drumurile unei regiuni muntoase și greu accesibile (fig. 9). Grinzile au fost prefabricate într-un atelier de prefabricate în aer liber, în imediata apropiere a podului, pe o suprafață de 15×100 m, deservit de două macarale cu puterea de ridicare de 12—20 t. S-a dispus de două platforme pe care grinzile erau armate și turnate în cofraje de lemn căptușite cu tablă. Grinzile au fost precomprimate în două etape. Prima tensionare a avut loc la două zile după turnare, după care grinzile au fost transportate în depozit. A doua tensionare, pînă la valoarea finală, a avut loc în general după 7 zile de la betonare, după care a urmat injectarea tecilor. Numărul mediu al muncitorilor din uzină a fost de 18. Lunar s-au fabricat 24—35 de grinzi. Numărul total al grinzilor pentru primul pod a fost de 140, iar pentru cel de al doilea 308. Grinzile au fost transportate de la uzină la șantier cu ajutorul vagoneților de cale îngustă, după care grinzile au fost glisate pe reazeme.

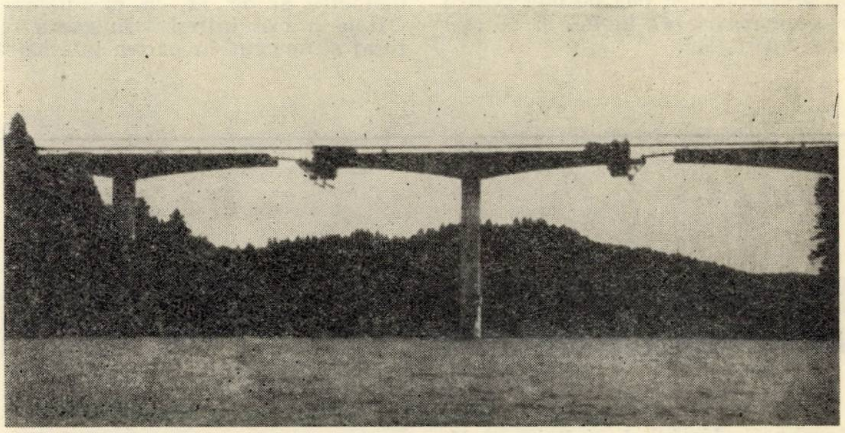


Fig. 10

POD CU PATRU TRAVEE CONSTRUIT ÎN CONSOLĂ PESTE VLTAVA (fig. 10)

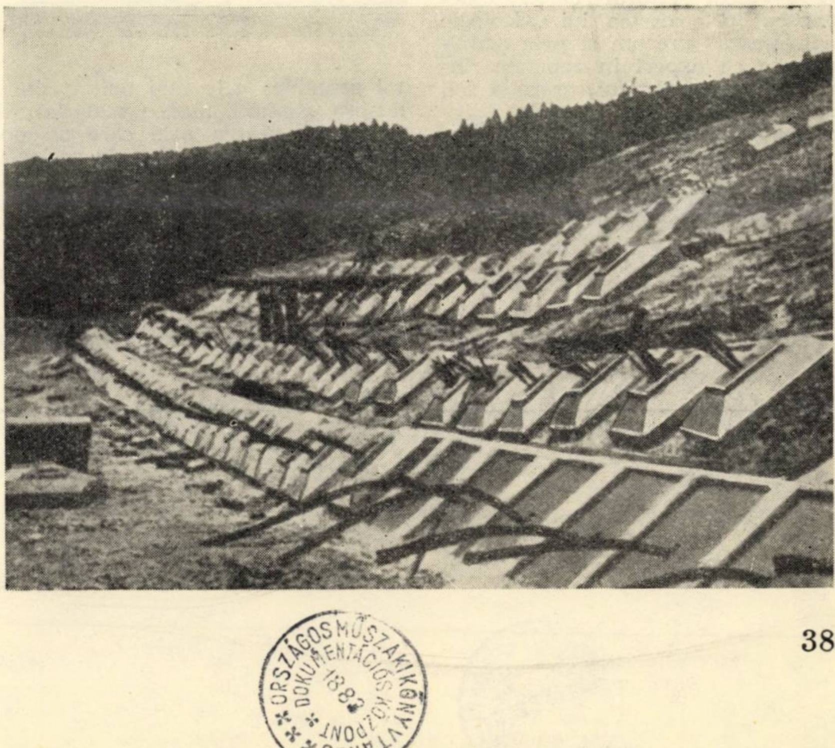
Sistemul static: construcție continuă din grinzi în portic, cu patru travee, cu articulații în mijlocul traveelor centrale. Deschiderea traveelor: 48,0 + 84,0 + 84,0 + 48,0 m, lungimea totală 252 m, distanța între parapete 10,00 m, înălțimea tablierului 5,10 m la reazeme și 1,90 m la mijlocul deschiderilor.

Materialele utilizate pentru tablier: beton B 400, cabluri de precomprimare de 24 Ø 7, oțel moale de tip Roxor (38/50). Infrastructura și fundațiile: pilele din beton armat (B 330), fundații pe chesoane din beton armat sau pe fundații de suprafață.

Pilele podului au fost construite înainte de inundarea văii de către apele reținute în rezervorul barajului. Pila din rîu are circa 75 m înălțime, are o formă ovală scobită, iar pilele de pe mal au 23 m înălțime. Toate pilele au fost turnate cu ajutorul cofrajelor glisante.

Traveele extreme și părțile de deasupra pilonilor (cu o lungime de 14 m) au fost turnate cu ajutorul eșafodajelor demontabile din oțel, traveele mediane au fost exe-

Fig. 11



---

*) Prima cifră exprimă limita de curgere, iar a doua limita de rupere.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

cutate în consolă prin tronsoane lungi de 3,00 m. Cărucioarele de betonaj folosite pentru aceste părți ale construcției, ca și pentru panourile de cofraj ale tablierelor, cîntăreau aproape 23 t.

Ritmul turnării betonului a atins un tronson pe săptămînă adică 6 m de pod pe săptămînă, folosindu-se două cărucioare de betonaj.

Cantitatea de beton pusă în operă pentru tablier a atins 0,89 m^3 pe m^2 de tablier, cea de oțel pentru precomprimare 47 kg/m^2, și de oțel moale 66 kg/m^2.

STABILIZAREA UNUI TEREN ALUNECĂTOR PRIN ANCORAREA ÎN SUBSOL

Pentru a stabiliza masivul alunecător în debleul din fața unui tunel de pe o cale ferată nouă, s-a propus să se folosească un ancoraj în subsol (fig. 11).

Ca materiale de ancoraj s-au ales cabluri cu șapte toroane de 60 mm diametru și de 12—15 m lungime. Cablul a fost introdus în gaura de foraj și ancorat în partea inferioară a ei. Acest tip de ancoraj este asigurat printr-un tratament special al extremității cablului care este derulată și prin extensiunea părții inferioare a găurii care este terminată printr-un fel de cameră.

După tensionarea cablului, gaura de foraj este injectată cu mortar de ciment. S-au executat 238 de ancorări dispuse pe șase rînduri. Executarea unei ancorări a necesitat 28 de ore de lucru, fără a socoti forarea.

RECENZII

Zaruba Q., Vachtl J. și Pokorny M.

ZAKLADY GEOLOGIE A PETROGRAFIE PRO STAVEBNI FAKULTY.

(Bazele geologiei și ale petrografiei pentru facultățile de construcții).

Praga, Editura de Stat pentru literatură tehnică, 476 pag., 180 fig.

Základy geologie a petrografie pro stavební fakulty
Q. ZÁRUBA J. VACHTL M. POKORNÝ
SNTL/SVTL

Această carte de fapt nu este destinată studenților de la facultățile de construcții, ci mai degrabă masei largi de ingineri și tehnicieni, ca un ghid și o completare a cunoștințelor lor, și celor care lucrează în domeniul geologiei inginerești, hidrogeologiei, precum și în alte domenii. Cartea, prin conținutul ei și prezentarea deosebit de sistematică, tratează, pe lîngă bazele generale ale geologiei și petrografiei tehnice, capitole speciale care reprezintă o completare utilă la geologia inginerească. Autorul cărții, binecunoscut prin cartea lui „Geologie inginerească" precum și prin activitatea sa ca expert în repetate rînduri și în țara noastră, prezintă sub formă concisă vastul material științific existent în acest domeniu, ilustrat cu exemplificări și fotografii deosebit de grăitoare.

Lucrarea se compune din patru părți. Prima tratează pămîntul ca parte componentă a sistemului solar (structura interioară, proprietăți fizice și chimice).

Față de cunoștințele generale, care se dau în diferite cărți, acest capitol comunică cele mai noi rezultate despre pămîntul nostru, material accesibil și pentru acei care nu posedă cunoștințe speciale de geologie.

Partea a doua tratează bazele petrografiei tehnice, material util, deoarece sub o astfel de formă sistematizată, nu se găsește în cărțile obișnuite, autorii avînd în vedere necesitățile inginerului constructor. În general, materialul s-a axat pe petrografia diferitelor regiuni ale R. S. Cehoslovacă și dă aprecieri asupra proprietăților caracteristice ale diferitelor roci, dîndu-se detalii ample asupra uneia din cele mai caracteristice proprietăți care interesează pe inginerul constructor, rezistența la compresiune. Lipsește însă descrierea și a altor proprietăți.

Partea a treia este iarăși de natură mai generală fiind vorba de dinamica endogenă. Totuși, cîteva părți arată din nou intenția lăudabilă a autorilor de a comunica cunoștințe utile pentru personalul tehnic din domeniul construcțiilor, mai ales cînd se tratează problema mișcărilor și deformațiilor în scoarța pămîntului.

Ultima parte, dinamica exogenă, este iarăși un capitol special pentru constructori, mai ales pentru acei care sînt chemați să se ocupe de probleme de fundații. Tot în acest capitol este tratată, cu deosebită competență, problema alunecărilor în general și în special, cu exemplificări din tehnica mondială din ultimii ani.

Prin alegerea materiei și prin modul de tratare, manualul nu reprezintă numai o lectură interesantă pentru inginerul constructor, ci constituie mai ales un ghid prețios pentru probleme care pot să apară în activitatea lui.

Ing. **N. Mockesch**

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

COMITETUL DE STAT PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

CONCURS PUBLIC IN PROIECTARE

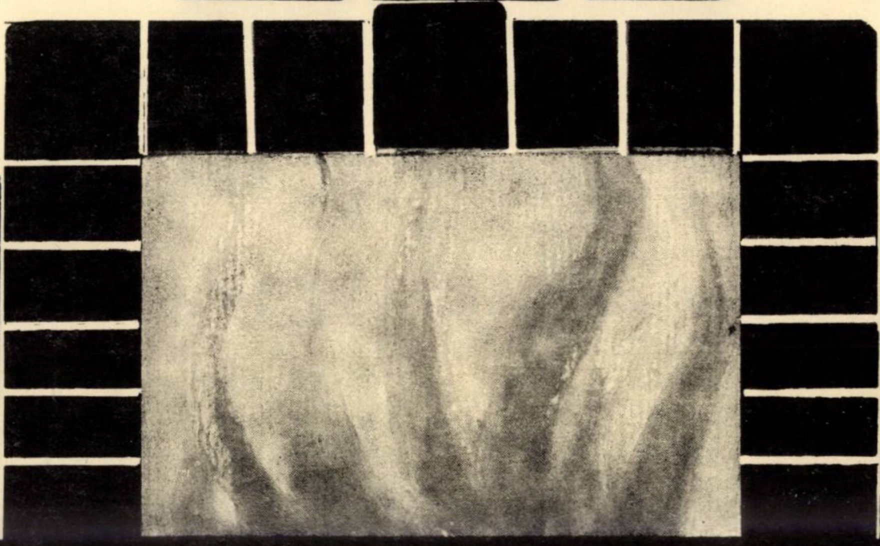
Comitetul de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare organizează un concurs în proiectare cu participare nelimitată cu **tema** „Hotel în Bucureşti".

Vor fi acordate următoarele premii şi menţiuni :

Premiul I	18 000 lei
Premiul II	13 000 lei
Premiul III	10 000 lei
4 menţiuni a	6 000 lei fiecare

Proiectele vor fi depuse pînă la **19 decembrie a.c.** orele 15,00 la C.S.C.A.S.

Tema-program poate fi ridicată de la C.S.C.A.S. şi institutele centrale de proiectare.



FABRICA DE PRODUSE REFRACTARE

DEJ

STR. 1 MAI NR. 134
TELEFON 31 — 32,
REGIUNEA CLUJ

LIVREAZĂ PROMPT

PE BAZĂ DE REPARTIŢIE:

- **CARAMIZI REFRACTARE MAGNEZITICE PE BAZA DE PERICLAZ NID — 429–62, UTILIZATE LA CAPTUŞIREA :**
  - **cubilourilor**
  - **cuptoarelor Siemens Martin**
  - **cuptoarelor de topit sticlă**
- **CARAMIZI MAGNEZITO-CROMITICE NID 430–62, UTILIZATE LA CAPTUŞIREA :**
  - **cuptoarelor rotative din industria cimentului**
  - **cubilourilor**
  - **cuptoarelor Siemens Martin**
  - **instalaţii termotehnice cu un regim de temperatură foarte înalt.**

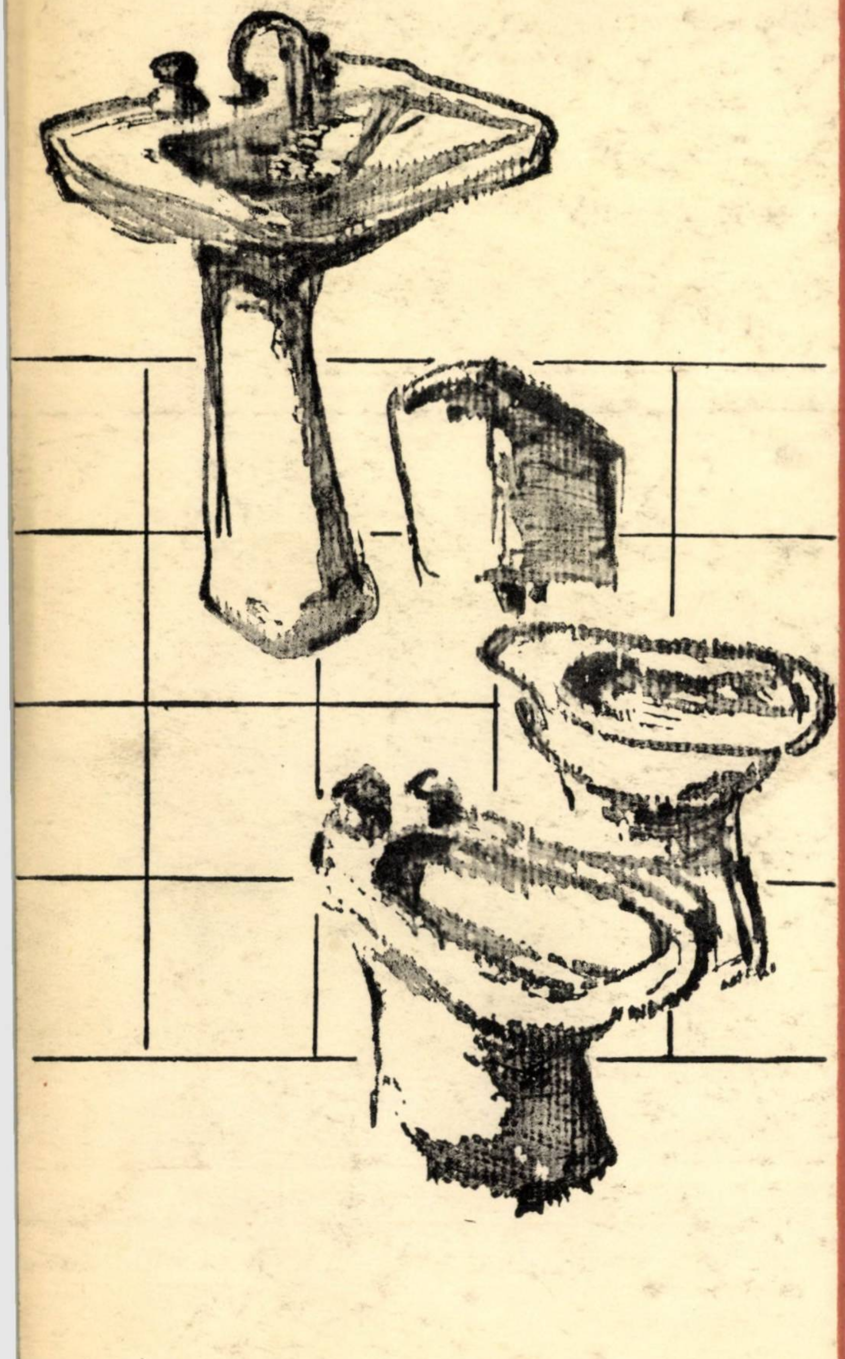
FĂRĂ REPARTIŢIE:

- **TRASSGELL PULBERE FINĂ DIN BENTONITĂ ŞI SODĂ CALCINATĂ, UTILIZAT ÎN INDUSTRIA PETROLIERĂ**

FABRICA DE OBIECTE SANITARE DIN PORȚELAN

Str. Preciziei nr. 1
Telefon 31.51.61
București — Militari

Execută și livrează în diferite forme și culori:



PLACAJE CERAMICE PENTRU CONSTRUCTII

FOLOSITE LA

placarea peretilor exteriori si interiori ai cladirilor industriale, social-culturale si de locuit;

OBIECTE SANITARE DIN PORTELAN

PENTRU CAMERE DE BAI.

Cererile se primesc prin Ministerul Industriei Construcțiilor – Direcția generală de aprovizionare și desfacere – București – bd. Magheru nr. 1–3.

E 1688

ORGAN
AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

REFERALVA

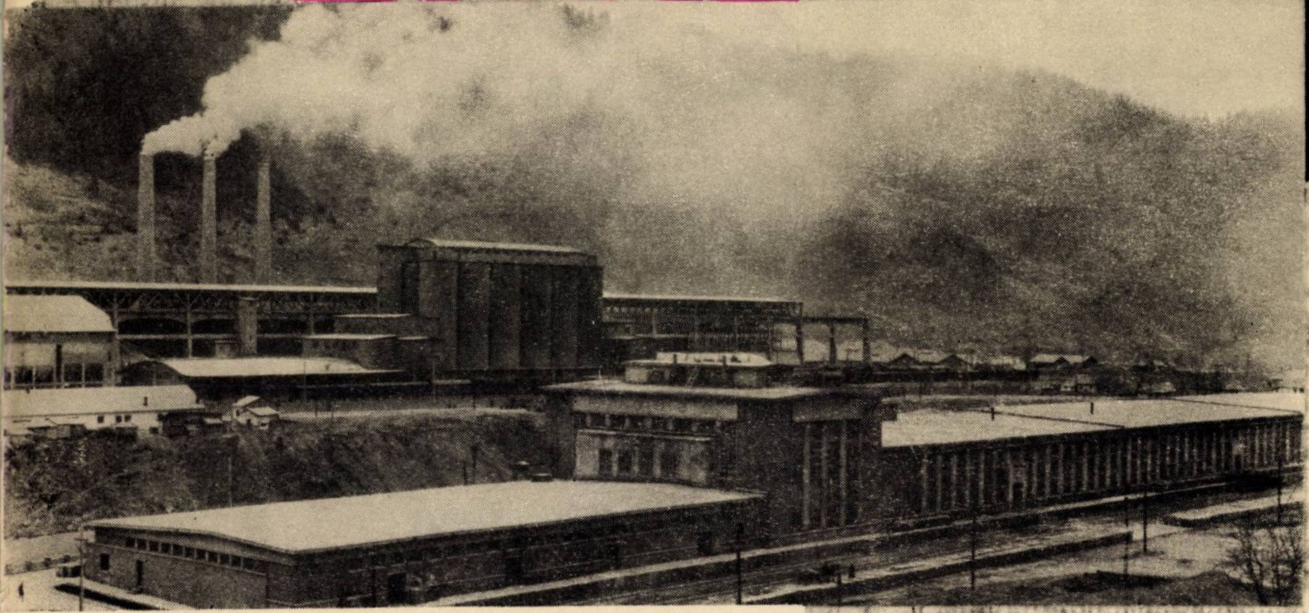
● D. MATEESCU, V. BOTA: Grinzi compuse oțel-beton. Elemente de legătură ● I. GEORGESCU, C. IONESCU: Calculatoarele electronice în construcții. Introducerea în programarea calculelor (I) ● ED. IONESCU: Determinarea momentelor static nedeterminate produse de precomprimare la grinzile continue ● P. MLOSCH: Cauzele coroziunii oțelului în beton și măsurile pentru prevenirea ei ● G. D'ALBON, M. GROPER: O metodă electroacustică de măsură a deformațiilor ● I. APPELTAUER, V. BOTA, V. GIONCU: Problema stabilirii sortimentului minim al profilelor cu pereți subțiri formate la rece pentru elemente de construcții ● M. PĂUNESCU, A. GÎDEA, AGNETA GRUIA: Despre factorii care influențează rezultatele penetrării dinamice cu con ● N. I. VOINA, P. VELICA, E. SCHILLER: Acțiunea agresivă a dibutilftalatului asupra betoanelor ● RECENZII ● DOCUMENTARE

8

1966

FABRICA DE CIMENT

BICAZ



PRODUCE ȘI LIVREAZĂ PE BAZĂ DE REPARTIȚIE URMĂTOARELE PRODUSE:

— CIMENT

BSS - 12/1958
P 400 Stas 388/49
Pz 400 Stas 1500/60
RIM 200 Stas 6486/61
M 400 Stas 1202/62
F 300 Stas 3700/62

— VAR

de construcții Stas 146/61 calitatea I și a II-a

— CALCAR MĂCINAT

pentru agricultură
- NID - 393/61

— PLĂCI AZBOCIMENT

plane pentru turnuri de răcire
2400 × 1200 × 6 - NID -
- 425/62

— PLĂCI AZBOCIMENT

ondulate pentru învelitori Stas 5937/58
1200 × 878 × 5,5

— TUBURI

de azbociment de:
Ø 80 - 100 - 125 - 200 - 250 - 300 și 350 mm

E 1688

Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

8

1966

VOLUMUL 18, Nr. 8

AUGUST 1966

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghiţescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Matescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medveţchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

SUMAR

D. MATEESCU, V. BOTA
Grinzi compuse oțel-beton. Elemente de legătură 385

I. GEORGESCU, C. IONESCU
Calculatoarele electronice în construcții. Introducere în programarea calculelor (I) . . . 396

ED. IONESCU
Determinarea momentelor static nedeterminate produse de precomprimare la grinzile continue 399

P. MLOSCH
Cauzele coroziunii oțelului în beton și măsurile pentru prevenirea ei 406

STUDII ŞI CERCETĂRI

G. D'ALBON, M. GROPER
O metodă electroacustică de măsură a deformațiilor 415

I. APPELTAUER, V. BOTA, V. GIONCU
Problema stabilirii sortimentului minim al profilelor cu pereți subțiri formate la rece pentru elemente de construcții 417

M. PĂUNESCU, A. GÎDEA, AGNETA GRUIA
Despre factorii care influențează rezultatele penetrării dinamice cu con 426

N. I. VOINA, P. VELICA, E. SCHILLER
Acțiunea agresivă a dibutilftalatului asupra betoanelor 437

RECENZII, DOCUMENTARE.

43 405

Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, organ al Comitetului de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistematizare — Redacția, administrația și casieria : București, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacția 13.98.80 ; administrația 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacției. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.74 Direcția Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacția Publicațiilor „Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții" și „Arhitectura"

Prețul unui exemplar lei 8

Taxele poștale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P.Tc. nr 360/2157/1965

SUMMARY

D MATEESCU and V. BOTA : **„Steel-concrete" complex beams. Connecting members.**

The report continues a previous one, published in the N^0 7/1966 issue of our review under the hading „Constituion and calculation of „steel-concrete" complex beams.". Here, the authors present the problems rised by the work procedure, the constitution and calculation of connecting members between the reinforced concrete slab and the steel beams.

I. GEORGESCU and C. IONESCU **Electronic computers in constructions. Introduction into the computation programming (I)**

The author presents the applicational field of computers together with the necessity of training a highly skilled staff for operating these modern computing devices.

He then shows the characteristic features of an electric computer as well as the necessity of setting up a working program for the computer so as it may be able to solve the problems submitted. Finally, he shows how a computer works.

ED. IONESCU : Determination of non-determined static momenti in continuous beams induced by prestressing.

One difficulty which arrises when designing continuous beams is the determination of non determined, prestress-induced static momenti.

The author suggests a method of calculation which greatly reduces the amount of work involved in determining these momenti. Continuous beams with both constant and variable momentum of inertia are considered.

P. MLOSCH : Steel corrosion in concrete. Causes and preventive steps.

The report analyses the problem of steel corrosion in concrete, the experience gained up to date and the recommanded steps for preventing dammages caused by corrosion, at the present stage of the research program, wich is still in progress.

G. d'ALBON, M. GROPER : An electro-acoustical method for measuring strains.

The authors present an electro-acoustical procedure for measuring strains (with vibrating strings) ; the procedure is based on the change of transverse oscillations with the mecanical tension in the strings ; it has been worked out as part of the experimental research program in progress at the INCERC.

I. APPELTAUER, V. BOTA, V. GIONCU : **Setting up the minimal range for the production of thin-walled, cold-formed structural sections.**

The use, for structural purposes, of cold-formed, thin walled sections requires the specification of a minimal range of section sizes and shapes, to justify the minimal production for each type, from an economical point of view. Selection criteria for various sections and diagrams for rimmed and non-rimmed channels and angles under axial or bending stresses are presented.

M. PAUNESCU, A. GIDEA, A. GRUIA : Factors bearing on the results of dynamic penetration tests carried ont with a conical point.

The report presents the conclusions drawn subsequent to experiments carried out in laboratory and in site with the purpose of studying how the results obtained in the dynamic penetration tests are affected by the granulometric level, by the settlement level, by the geologic depth and load, by the stratification, by the rubbing on the rod side face and by the penetration speed.

N. I. VOINA, P. VELICA and E. SCHILLER : The aggressive action carried by the phtalate dibutyl on concretes.

On the demand formulated by some of the enterprises working in the chemical industry, where important degradations of concrete floors were reported as a consequence of the aggressive action of the phtalate dibutyl used in the technological process, special investigations were prompted at the Builduig Materials Laboratory, sponsored by the Buildings Faculty in Timişoara.

The theoretic and experimental results obtained subsequent to investigations carried out are here reported, together with some recommendations aiming to ensure efficient protections for concrete structures.

SOMMAIRE

D. MATEESCU et V. BOTA : Poutres composées „acier-béton“ ; éléments de liaison.

La présente étude est la suite d'une investigation plus vaste, publiée dans le N° 7/1966 de notre revue sous le titre“ Constitution et calcul des poutres composées „acier-béton“. Les auteurs s'occupent cette fois-ci des praoblèmes posés par le mode de travail, par la constitution et le calcul des éléments de liaison entre la dalle en béton armé et les poutres en acier.

I. GEORGESCU et C. IONESCU : Les calculatrices électroniques dans les constructions. Introduction à la programmation des opérations de calcul (I).

L'auteur précise les domaines d'emploi des calculatrices électroniques et souligne la nécessité de former un personnel à haute qualification technique, qui puisse opérer convenablement ces moyens modernes de calcul.
Il montre ensuite les caractéristiques de la calculatrice électrique et, dans cet ordre d'idées, le besoin d'élaborer un programme de travail en vue de la résolution du problème par calculatrices. Il présente en fin d'étude la manière dont travaille une calculatrice.

ED. IONESCU : Détermination des moments statiquement non déterminés engendrés par précontrainte dans les poutres continues.

Une des difficultés que présente le calcul des poutres continues est celle d'établir les moments statiquement non déterminés dus à la précontrainte.
L'auteur se propose d'examiner une méthode de calcul qui réduit sensiblement le volume de travail nécessité normalement pour déterminer les moments en question. La méthode concerne les poutres continues avec moment d'inertie constant ou variable.

P. MLOSCH : Causes de la corrosion de l'acier dans le béton et mesures de prévention.

L'auteur examine le problème de la corrosion de l'acier dans le béton, l'expérience gagnée jusqu'à l'heure actuelle sur ce sujet et les mesures pouvant prévenir les avaries causées par la corrosion, telles qu'elles ont pu être dégagées à l'état actuel des recherches.

G. d'ALBON, M. GROPER : Méthode électro-acoustique pour mesurer les déformations.

Les auteurs présentent un procédé électro-acoustique — à cordes vibrantes — pour mesurer les déformations ; ce procédé est basé notamment sur la modification de la fréquence des oscillations transversales libres avec la tension mécanique des cordes ; il a été mis au point à l'occasion des travaux figurant au programme de recherches expérimentales qui se poursuivent à l'INCERC.

I. APPELTAUER, V. BOTA, V. GIONCU : Considérations sur l'établissement de la gamme minimale de profilés à parois minces tréfilés à froid et destinés à être employés comme éléments de construction.

L'emploi dans les constructions des profilés à parois minces formés a froid impose la spécification d'une gamme minimale de profilés, afin de pouvoir justifier pour chaque type la production minimale. sous l'aspect économique. Les auteurs présentent les critères de séléction pour les divers profilés, ainsi que des diagrammes pour les barres réalisées en forme de profilés en U et en cornière, avec et sans rebords, considérant qu'ils sont soumis à des sollicitations axiales ou de flexion.

M. PĂUNESCU, A. GÎDEA, A. GRUIA : Sur les facteurs qui affectent les résultats de la pénétration dynamique à cône.

Les auteurs présentent les conclusions tirées des expériences entrepises en laboratoire et in situ dans le but d'établir la mesure dans laquelle les résultats des essais de pénétration dynamique sont affectés par la composition granulométrique, par l'état de tassement, par l'humidité et position du niveau des eaux souterraines, par la profondeur et la charge géologique, par la stratification, par le frottement sur la surface latérale des tiges et par la vitesse de pénétration.

N. I. VOINA, P. VELICA et E. SCHILLER : L'action aggressive du dibutylphtalate sur les bétons.

Sur la demande de plusieurs entreprises travaillant dans l'industrie chimique, où l'on a été saisi par les importantes dégradations des planchers en béton sous l'action aggressive du dibutylphtalate utilisé dans le processus technologique, on a pris l'initiative de procéder à un programme de recherches exécutés au Laboratoire des Matériaux de Construction de la Faculté de Constructions de Timişoara.
Les auteurs présentent les résultats théoriques et expérimentaux des recherches entreprises, ainsi que les recommandations addressées aux entreprises dans le but d'obtenir des protections efficaces pour les constructions en béton.

INHALT

D. MATEESCU, V. BOTA : **„Stahl-Beton“ Verbundträger ; Verbindungselemente**

Dieser Artikel ist eine Fortsetzung des Artikels „Gestaltung und Berechnung von „Stahl-Beton“ Verbundträgern“ der in No. 7/1966 unserer Zeitschrift erschienen ist ; es werden vorgeführt und erörtert einige Fragen betreffend das Verhalten, die Gestaltung sowie die Berechnung der Elemente die den Verbund zwischen der Betonplatte und dem Stahlträger gewährleisten.

I. GEORGESCU und C. IONESCU : **Elektronische Rechemaschinen im Bauwesen. Einführung in die Programmirung de Bere-**

Der Verfasser befasst sich mit dem Anwendungsgebiet der elektronischen Rechenmaschinen und mit der Notwendigkeit ein hochqualifiziertes Personal zu schulen das imstande sein soll derartige moderne Rechenverfahren anzuwenden.

Weiterhin werden beschrieben die Eigenartigkeiten der elektrischen Rechenmaschine und hervorgehoben die Notwendigkeit ein Arbeitsprogramm auszuarbeiten das dem Rechner die Lösung des Problems ermöglicht. Im Abschluss wird beschrieben die Arbeitweise einer Rechenmaschine.

ED. IONESCU : **Die Berechnung statisch unbestimmter Momentenwerte infolge der Vorspannung von Durchlaufträgern.**

Eine der Schwierigkeiten der begegnet wird bei der Berechnung von Durchlaufträgern besteht in der Bestimmung der statisch unbestimmten Momentenwerte infolge Vorspannung.

Der Verfasser nimmt sich vor ein Verfahren zu erörtern das die Berechnung dieser Momentenwerte beträchtlich vereinfacht. Das Verfahren kann angewandt werden sowohl auf Träger mit konstantem wie auch auf Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment.

P. MLOSCH : **Die Ursachen der Korrosion von Betonstahl und die Möglichkeiten sie zu verhindern.**

Im Aufsatz wird erörtert die Frage der Korrosion von im Beton gebetteten Stahlstäben, beschrieben die heutzutage zur Verfügung stehende Erfahrung und untersucht die notwendigen Massnahmen um die von den Korrosionserscheinungen hergeleiteten Schäden vorzubeugen — alles unter Berücksichtigung des heutigen Standes der Untersuchungen.

G. d'ALBON, M. GROPER : **Ein elektroakustisches Verformungsmessverfahren**

Im Aufsatz wird vorgeführt ein elektroakustisches, auf Schwingsaiten gegründetes Verformungsmessverfahren ; das Verfahren wurde auf Grund von im INCERC durchgeführten experimentellen Untersuchungen festgesetzt und beruht auf der Änderung der freien Querschwingungsfrequenz infolge einer Änderung der mechanischen Spannungswerte in den Saiten.

I. APPELTAUER, V. BOTA, V. GIONCU : **Bestimmung der minimalen Auswahl von kaltgewalzten dünnwandigen Stahlprofilen für das Bauwesen.**

Die Anwendung von kaltgewalzten dünnwandigen Stahlprofilen im Bauwesen erfordert die Bestimmung einer minimalen Auswahl um also, von einem wirtschaftlichem Standpunkte aus die minimalen erzeugten Mengen für jede Profilsorte rechtfertigen zu können. Es werden vorgeführt die Kriterien nach welchen die verschiedenen Profiltypen gewählt werden und es werden angegeben Diagrammen für U- und L-artig gestaltete Stäben, mit oder ohne Rand unter dem Angriff von Zugkräften oder Biegemomenten.

M. PĂUNESCU, A. GÎDEA, A. GRUIA : **Über die Einflussfaktoren bei einem dynamischen Kegelpenetrationversuch.**

Der Aufsatz führt vor einige Ergebnisse von Experimenten die sowohl im Laboratorium wie auch an Ort und Stelle durchgeführt wurden um den Einfluss der Körnung, der Dichte, der Feuchtigkeit, des unterirdischen Wasserstandes, der Tiefe, der geologischen Belastung, der Schichtung, der Reibung an den Aussenflächen der Stäben und der Penetrationsgeschwindigkeit auf die Versuchswerte die erlangt wurden bei dynamischen Penetrationsuntersuchungen festzusetzen.

VOINA N. I., VELICA P. und SCHILLER E. : **Aggressivität des Dibutylphtalats gegenüber Betone.**

Auf Wunsch einiger Unternehmungen der chemischen Industrie wo bedeutende Schädigungserscheinungen bei Betondecken und Betonfussböden infolge der Aggressivität von Dibutylphtalat der im Erzeugungsprozess angewandt wird festgestellt wurden, hat das Laboratorium für Baustoffe der Technischen Hochschule aus Timișoara eine Untersuchung durchgeführt.

In Artikel werden vorgeführt die theoretischen und experimentellen Ergebnisse dieser Untersuchungen sowohl wie die Vorschläge die den Unternehmungen gemacht wurden um einen zweckmässigen Schutz der Betonbauten zu gewährleisten.

СОДЕРЖАНИЕ

Д. МАТЕЕСКУ и В. БОТА: Составные „сталь-бетонные" балки. Элементы связи.

Статья является продолжением материала „компоновка и расчет составных „сталь-бетонных" балок, опубликованного в Журнале Строительства и Строительных Материалов. В ней описаны выдвигаемые методом работы, компоновкой и расчетом элементов связи между железобетонной плитой истальными балками.

И. ДЖЕОРДЖЕСКУ: Электронно вычислительные машины (ЭВМ) в строительстве. Введение в программирование расчётов.

Автор представляет области применения ЭВМ и товорит о необходимости подготовки высококвалифицированных кадров для работы с этими современными вычислительными средствами.
Затем указаны характеристики ЭВМ и необходимость составления программы работы в целях решения задачи ЭВМ а также способ работы ЭВМ.

ЕД. ИОНЕСКУ: Определение статически неопределимых моментов, возникающих при предварительном напряжении неразрезных балок.

Одним из затруднений, возникающих при расчете неразрезных балок, является определение статически неопределимых моментов, возникающих вследствие предварительного напряжения.
Автор задается целью изложить метод расчета, который уменьшает объем работы, необходимой для определения данных моментов. Речь идет, как о неразрезных балках с постоянным моментом инерции, так и с изменяющимся моментом инерции.

П. МЛОШ: Причины коррозии арматурной стали и средства еёпредупреждения.

В статье проанализированы — в свете современных исследований — вопрос коррозии арматурной стали, накопленинный до настоящего временнии опыт и мероприятия по предупреждению аварий, возникающих вследствие коррозии.

Г. Д'АЛБОН и М. ГРОПЕР: Электроакустический метод измерения деформаций.

В статье описан электроакустический способ применяющий вибрирующие струны для измерения деформаций. Метод основан на изменении частоты поперечных свободных колебаний при рамах, выполненых экспериментальных исследований.

И. АППЕЛТАУЕР, В. БОТА, и В. ДЖИОНКУ: Об определении минимального сортимента холоднокатных тонкостенных профилей для сторительных конструкций.

Применение в строительстве тонкостенных холоднокатных профилей требует определения минимального сортимента для экономического обоснования минимального количества каждого изготовляемого сортимента в отдельности. Птредставлены критерии выбора различных профилей и графики для стержней из швеллерных и уголковых профилей с отгибами и без таковых, подвергаемых осевым или изгибающим нагрузкам.

М. ПЭУНЕСКУ, А. ГЫДЯ и А. ГРУЯ: О факторах влияющих на результаты динамической пенетрации конйсау.

В статье представлены результаты экспериментов, поставленых в лаборатории и в натурных условиях, в целях изучения влияния Гранулометрического состава Грунта, степени уплотнения, влажности и расположения уровня Грунтовых вод, глубины залегания и давления покрывающих пластов, напластования, трения на боковой поверхности штанги, скорости пенетрации на результаты полученные при испытаниях.

Н. И. ВОЙНА, П ВЕЛИКА и Е. ШИЛЛЕР: Агрессивное действие дибутилфталата на бетон.

По требованию некоторых предприятий химической индустрии, где были обнаружены значительные повреждения перекрытий и бетонных полов, находяшихся под агрессивным воздействием дибутилфталата, используемого в технологическом процессе, лабораторией строительных материалов при Тимишорском строительном факультете были проведены соответствующие исследования.

В данной статье приведены теоретические и экспериментальные результаты, а также и рекомендации, которые были даны предприятиям в целях достижения эффекивной защиты бетонных конструкций.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT
1983

Grinzi compuse oţel-beton. Elemente de legătură

Prof. ing. D. Mateescu, conf. ing. V. Bota

Institutul politehnic – Timişoara

Grinzile compuse oţel-beton se caracterizează prin trei părţi componente: dala de beton armat, grinda de oţel şi elementele de legătură, care asigură conlucrarea celorlalte două. Problemele legate de alcătuirea şi calculul grinzilor compuse oţel-beton, în ipoteza conlucrării perfecte a dalei de beton cu grinda de oţel, au fost tratate în [40]. În această lucrare se prezintă problemele ridicate de modul de lucru, alcătuirea şi calculul elementelor de legătură.

1. MODUL DE LUCRU AL ELEMENTELOR DE LEGĂTURĂ

Dala de beton armat şi grinda de oţel ale unei grinzi compuse formează o structură unitară pentru preluarea solicitărilor din încovoiere. Eficacitatea maximă a grinzii compuse oţel-beton se obţine cînd pe suprafaţa de contact dintre dala de beton şi grinda de oţel nu se produce alunecare.

Conlucrarea dalei cu grinda de oţel se datoreşte legăturii dintre ele, care se poate realiza prin aderenţă sau prin elemente de legătură mecanice.

Primele încercări, care au studiat interacţiunea dintre dala de beton şi grinda de oţel, au fost efectuate, atît pe grinzi de oţel înglobate în beton, complet sau numai talpa superioară, cît şi pe grinzi cu dala turnată pe talpa superioară a grinzii. Aceste încercări au arătat că pe aderenţa dintre dală şi grinda de oţel se poate conta numai în cazul grinzilor de oţel înglobate complet în beton, prevăzute la capete cu elemente speciale de ancoraj şi încărcate static. La grinzile parţial înglobate şi în toate cazurile cînd încărcările sînt mobile, legătura prin aderenţă nu este suficientă pentru asigurarea conlucrării [14] *).

Elementele de legătură sînt necesare pentru a transmite forţa de lunecare longitudinală de la nivelul suprafeţei de contact, de la dală la grinda de oţel şi pentru a împiedica ridicarea dalei de pe grindă. Deci, orice element de legătură mecanică trebuie să preia o încărcare orizontală şi una verticală. În aceste condiţii de solicitare, aderenţa se distruge la încărcări mult mai mici, dacă lipsesc elementele de legătură mecanice, decît în prezenţa acestora.

2. ÎNCĂRCĂRILE ELEMENTELOR DE LEGĂTURĂ

Forţa de lunecare longitudinală pe suprafaţa de contact dintre dală şi grinda de oţel se determină cu relaţiile cunoscute, valabile în domeniul elastic de solicitare a structurilor.

Aceste forţe provin din toate încărcările preluate de secţiunea compusă oţel-beton ca: încărcarea permanentă şi încărcarea utilă, precum şi forţele provenite din contracţie şi diferenţe de temperatură. În cazul cînd încărcarea utilă este mobilă, forţa de lunecare longitudinală îşi poate schimba mărimea şi sensul pe o anumită zonă din deschiderea grinzii. În această zonă, grinda trebuie să fie prevăzută cu elemente de legătură capabile de a prelua forţele de lunecare în ambele direcţii.

Forţele de lunecare provenite din încărcările de scurtă durată se determină fără a lua în consideraţie efectul curgerii lente, caracteristicile geometrice ale secţiunii compuse calculîndu-se cu $k=1$.

Forţele de lunecare rezultate din încărcările de lungă durată se modifică în timp, datorită curgerii lente a betonului. Deoarece prin curgerea lentă a betonului se reduc eforturile unitare din dala de beton, se reduce şi lunecarea orizontală pe suprafaţa de contact, scăzînd eforturile în legături. Fenomenul de curgere lentă se consumă în timp relativ lung, încît reducerea efortului în legăturile mecanice are loc numai după o anumită perioadă de timp. Deoarece în prima fază de exploatare a structurii, eforturile în legături sînt maxime, în proiectare se recomandă ca ele să fie determinate şi pentru încărcări de lungă durată tot fără influenţa curgerii lente [8].

Grinda de oţel se opune scurtării dalei de beton armat, datorită contracţiei, prin elementele de legătură.

Eforturile care se dezvoltă în legături, din contracţie, la grinzile simplu rezemate acţionează în sens opus cu cele rezultate din încărcarea permanentă. În timp, aceste eforturi din contracţie scad datorită efectului de curgere lentă a betonului. Avînd în vedere că aceste eforturi scad în timp şi acţionează în sens opus cu cele din încărcările fundamentale, pot fi neglijate la proiectarea legăturilor grinzilor simplu rezemate.

Diferenţele de temperatură ale dalei şi grinzii de oţel conduc la dezvoltarea unor eforturi în elementele de legătură, care pot fi de asemenea neglijate.

3. ALCĂTUIREA ŞI COMPORTAREA LEGĂTURILOR

3.1. Legături elastice

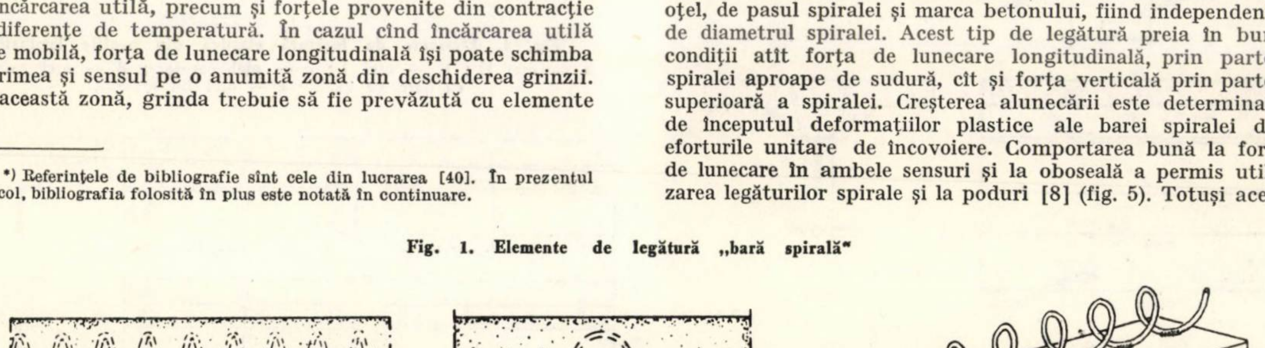
Elementele de legătură elastică pot fi alcătuite din bare de oţel rotund sau profile U, dublu T, corniere şi oţel lat.

Deformarea elastică sub încărcare a acestor tipuri de legături permite apariţia unei alunecări pe suprafaţa de contact după distrugerea aderenţei, reducînd eficacitatea de conlucrare. Elementele de legătură elastică pot fi de următoarele tipuri:

3.1.1. **Bară spirală.** Legătura spirală constă dintr-o bară de oţel rotund, sudată în punctele de contact de talpa superioară a grinzii de oţel (fig. 1).

Rezultatele experimentale au arătat cum capacitatea portantă a legăturii este influenţată de diametrul barei de oţel, de pasul spiralei şi marca betonului, fiind independentă de diametrul spiralei. Acest tip de legătură preia în bune condiţii atît forţa de lunecare longitudinală, prin partea spiralei aproape de sudură, cît şi forţa verticală prin partea superioară a spiralei. Creşterea alunecării este determinată de începutul deformaţiilor plastice ale barei spiralei din eforturile unitare de încovoiere. Comportarea bună la forţe de lunecare în ambele sensuri şi la oboseală a permis utilizarea legăturilor spirale şi la poduri [8] (fig. 5). Totuşi acest

Fig. 1. Elemente de legătură „bară spirală"



---

*) Referinţele de bibliografie sînt cele din lucrarea [40]. În prezentul articol, bibliografia folosită în plus este notată în continuare.

tip de legătură se utilizează mai mult la planşeele clădirilor etajate, unde forţele de lunecare sînt mai mici. Utilizarea sistemului se restrînge însă tot mai mult din cauză că se pretează numai la execuţia monolită a dalelor, neputînd fi adaptat la fixarea dalelor prefabricate.

3.1.2. **Bare rotunde înclinate.** Acest tip de legături este realizat din bare de oţel rotund înclinate, prevăzute cu cioc la un capăt şi sudate de talpa superioară a grinzii de oţel, la celălalt capăt, sau din bare înclinate, cu buclă şi cu capetele sudate de grinda de oţel. În funcţie de orientarea barei înclinate la fixarea de grinda de oţel sînt mai multe variante (fig. 2 a, b, c) , în vederea distribuirii efortului de lunecare pe o lăţime cît mai mare a dalei. Deoarece aceste legături pot transmite efortul de lunecare într-o singură direcţie, în zona centrală a deschiderii, unde lunecarea poate schimba sensul de acţiune, se utilizează bare continue în ambele sensuri (fig. 2d). Datorită deformaţiilor elastice ale barei rotunde, care lucrează la întindere, aceste legături permit o mică alunecare pe suprafaţa de contact. În cazul încărcărilor repetate, distrugerea aderenţei pe suprafaţa de contact are loc la încărcări relativ mici, astfel că întreaga forţă de lunecare longitudinală revine elementelor de legătură.

Datorită execuţiei uşoare şi costului redus, aceste elemente de legătură se utilizează pe scară largă, atît la poduri, cît şi la construcţii (fig. 6).

Cercetările experimentale ale barelor înclinate cu buclă, efectuate în U.R.S.S. începînd din 1958 [25], au scos în evidenţă faptul că alunecarea pe suprafaţa de contact se produce, atît din cauza alungirii barelor, cît şi din cauza strivirii betonului în zona de fixare de talpa grinzii de oţel. Încercările efectuate au arătat că repartizarea uniformă a barelor conduce la alunecări mai mici, în comparaţie cu situaţia cînd sînt grupate mai multe bare aproape una de alta.

La barele înclinate cu buclă, care au lungimea mai mare de 30 d, forţa din bară se transmite la beton prin aderenţă pe porţiunea dreaptă (fig. 3). Dacă lungimea barei scade, o parte din forţă se transmite prin strivirea betonului pe buclă, eforturile de aderenţă pe bară scad şi alunecările datorită alungirii elastice sînt mai mici. Lungimea optimă a barei, care conduce la alunecări minime, este de circa 150 mm, aproximativ 10 d. Înclinarea optimă a barei este între 35° şi 45°.

3.1.3. **Legături din profile U, cornier şi oţel lat.** Ca legături flexibile din oţel laminat au fost studiate cele din oţel U (sudat cu o flanşă de talpa superioară a grinzii de oţel, figura 4a), cele din oţel cornier sudat cu o aripă de talpa grinzii de oţel, independent sau combinat cu bare de oţel rotund (fig. 4c, d) sau cele din oţel lat (fig. 4e). Mai puţin au fost studiate legăturile elastice realizate din oţel I (fig. 4b). Pentru a mări capacitatea portantă a legăturilor din oţel cornier, acestea se utilizează în combinaţie cu bare cu buclă (fig. 7). Dintre legăturile elastice, acelea realizate din oţel U sînt superioare celorlalte datorită faptului că preiau mai uşor forţa de ridicare a dalei.

Încercările efectuate în U.R.S.S. [25] arată că aceste îmbinări se distrug prin strivirea betonului la alunecări pe suprafeţe de contact mult mai mari decît acelea care limitează capacitatea portantă. Pe baza rezultatelor experi-

Fig. 2. Elemente de legătură „bare înclinate"

a — bare înclinate fixate cu sudură de cap ; b — bare înclinate cu capătul de fixare aplatisat ; c — bare înclinate cu capătul de fixare îndoit ; d — bare înclinate alternant

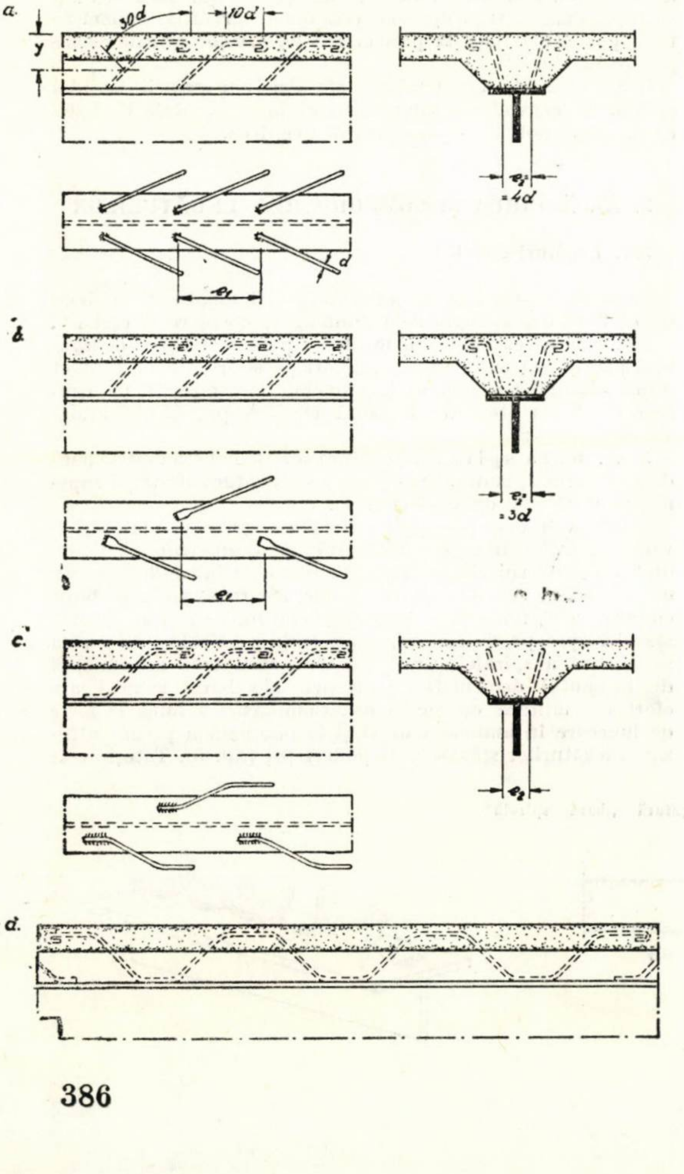


Fig. 3. Elemente de legătură „bare cu buclă"

a — bare cu buclă scurtă ; b — bare cu buclă lungă

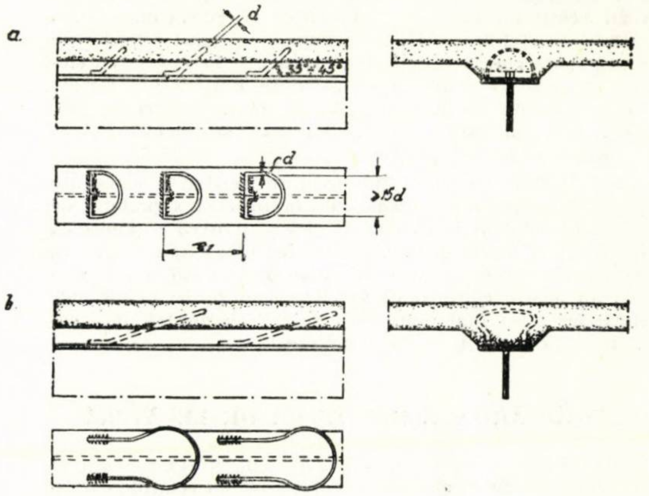
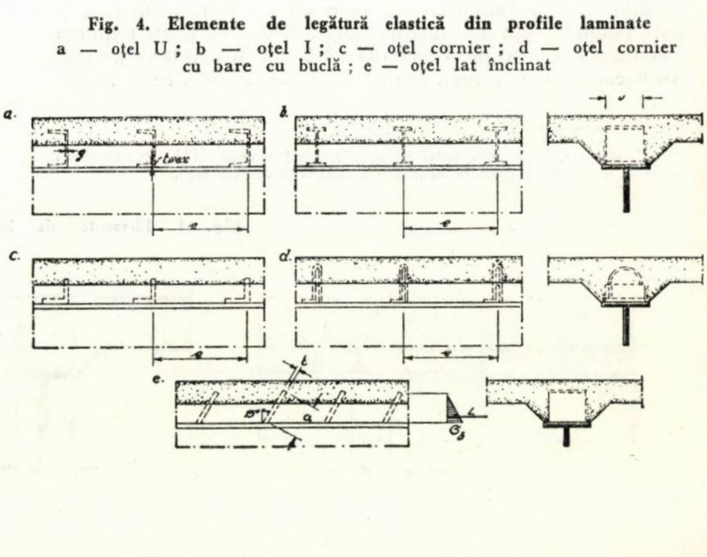


Fig. 4. Elemente de legătură elastică din profile laminate

a — oţel U ; b — oţel I ; c — oţel cornier ; d — oţel cornier cu bare cu buclă ; e — oţel lat înclinat



mentale s-a putut stabili o sporire a efortului preluat de un element de legătură.

Încercările pe grinzi cu astfel de legături au arătat că grinda compusă oţel-beton poate fi încărcată pînă la plasticizarea completă a secţiunii, dacă în legăturile cele mai solicitate efortul unitar maxim nu depăşeşte limita de curgere [14]. Suprafaţa plană a legăturii, în contact cu betonul pe care se dezvoltă presiunea maximă în beton, evită formarea vîrfurilor de solicitare.

Legăturile din oţel lat, montate cu o înclinare de 1 :4 în direcţia forţei de lunecare (fig. 4 e) şi cu raportul $\frac{a}{t} = 1/4$, se comportă bine.

3.1.4. **Dornuri.** Unul din cele mai simple elemente de legătură între dală şi grinda de oţel este dornul (fig. 8), format dintr-o tijă de oţel rotund, cu diametrul variind de la 12 la 30 mm şi cu o lungime de la 50 la 200 mm, sudat de talpa superioară a grinzii de oţel. Lunecarea orizontală este preluată prin încovoierea tijei, iar forţa verticală rezultată din tendinţa de ridicare a dalei este preluată prin tija îndoită (fig. 8 a) sau prin capul dornului (fig. 8 b, c). Sudarea automată a dornului de talpa grinzii de oţel cu ajutorul unui pistolet de sudură reduce foarte mult costul acestor elemente de legătură (fig. 11).

Folosirea dornului ca element de legătură este relativ recentă. Primele încercări efectuate în 1954 [14] au arătat că utilizarea lor este avantajoasă. Studii pentru stabilirea posibilităţilor de utilizare în condiţii cît mai avantajoase se efectuează şi în prezent, urmărind reducerea alunecării pe suprafaţa de contact, mărirea capacităţii portante precum şi distribuţia lor.

Datorită rigidităţii mici a dornurilor la încovoiere, aceste elemente de legătură permit alunecări pe suprafaţa de contact cu mult înainte de rupere (fig. 9). Începutul alunecării pe suprafaţa de contact a grinzilor compuse este marcat printr-o pocnitură puternică. Distrugerea aderenţei pe suprafaţa de contact se produce la valori de 12,5 pînă la 21,0 kgf/cm^2.

Alunecarea prea mare pe suprafaţa de contact are ca efect reducerea interacţiunii dintre dală şi grinda de oţel, deci creşterea eforturilor unitare şi a deformaţiilor din încovoiere. Alunecarea totală cuprinde o alunecare elastică, din deformaţia elastică a dornului, şi una plastică din deformaţia plastică a dornului şi betonului. Pe baza încercărilor efectuate, s-a constatat că alunecarea remanentă nu este în legătură liniară cu forţa de lunecare pe care o preia dornul. Curba încărcare-alunecare remanentă indică o creştere pronunţată a alunecării, după depăşirea alunecării specifice de circa 0,08 cm. Încercările pe grinzi compuse, prevăzute cu elemente de legătură dornuri, au arătat că o alunecare specifică mai mare de 0,08 cm determină o creştere apreciabilă, atît a eforturilor unitare, cît şi a deformaţiilor din încovoiere. Bazaţi pe aceste rezultate, capacitatea portantă a dornului este definită prin forţa de lunecare corespunzătoare unei alunecări remanente de circa 0,08 cm.

Din analizarea rezultatelor obţinute pe grinzi compuse, reiese că la încărcările de exploatare, în general, nu apar alunecări pe suprafaţa de contact.

Raportul dintre forţa de rupere a legăturii şi capacitatea portantă fiind mai mare decît raportul dintre momentul de încovoiere plastic şi momentul admisibil, indică că legăturile-dorn au o rezervă de rezistenţă mai mare decît rezerva de rezistenţă a grinzii compuse [32]. Sînt necesare experimentări mai sistematice care să indice dacă nu se poate accepta o alunecare sporită, deci capacitate portantă mai mare a legăturii, fără a reduce sensibil comportarea grinzii compuse.

Distrugerea unui element de legătură dorn depinde într-o mare măsură de diametru. Dornurile cu diametrul mai mic decît 20 mm, în general, se distrug prin forfecare la nivelul suprafeţei de contact. Dornurile cu diametrul mai mare de 20 mm se distrug sau prin strivirea betonului, pe o zonă în apropierea grinzii de oţel, sau prin ruperea dornului în secţiunea de încastrare. Diagrama de momente, înainte şi după începerea ruperii dornului, determinată considerînd dornul ca o bară încastrată în grinda de oţel şi rezemată elastic în dala de beton (fig. 10), corespunde modului de rupere şi deformare a dornului. Capacitatea portantă, stabilită pe această bază, este verificată de rezultatele experimentale.

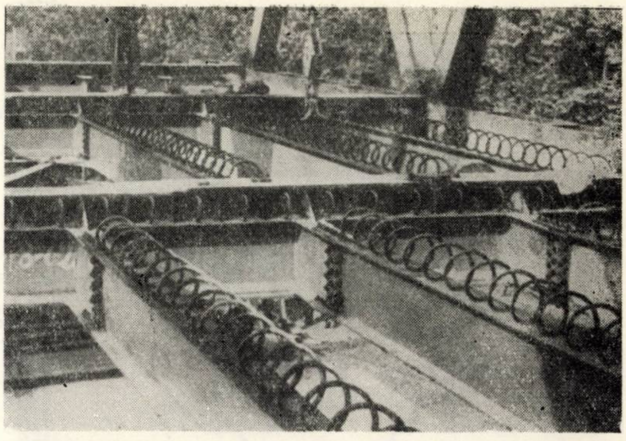


Fig. 5. Elemente de legătură „bară spirală" la execuţia unui pod

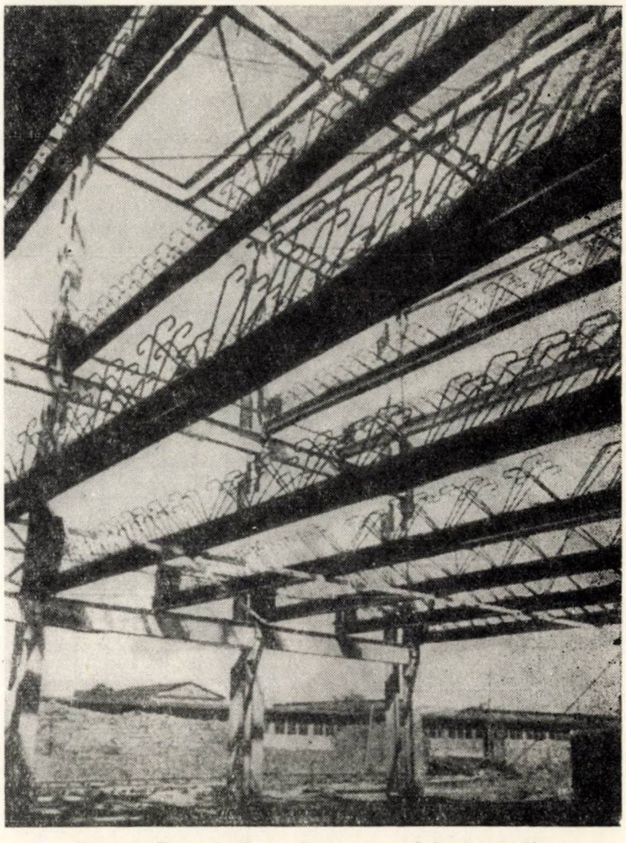
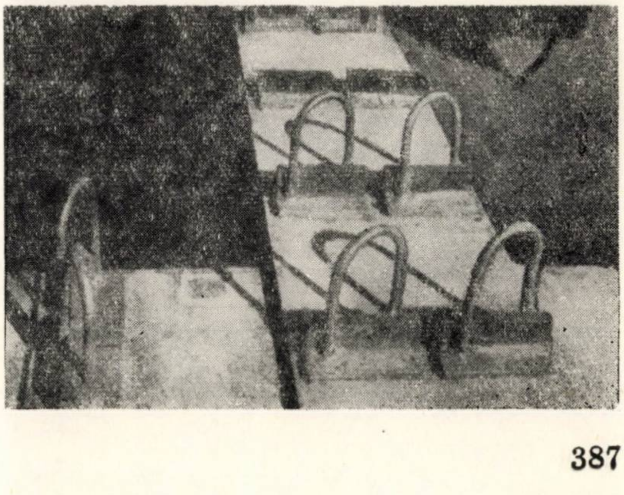


Fig. 6. Bare înclinate fixate pe scheletul metalic

Fig. 7. Elemente de legătură „oţel cornier cu bare cu buclă" fixate de grinda de oţel



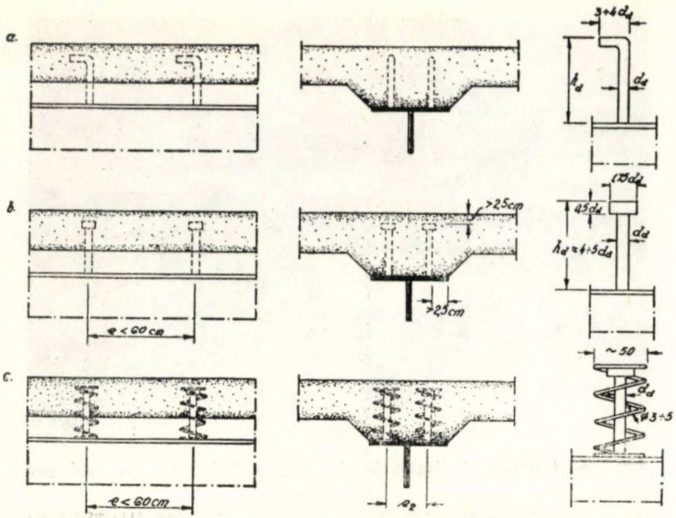


Fig. 8. Elemente de legătură „dornuri"
a — dorn îndoit ; b — dorn cu cap ; c — dorn cu cap și spirală

Capacitatea portantă a dornului depinde de diametrul și lungimea lui, de rezistența betonului și, într-o măsură mai mică, de distanța dintre ele și de forma capului. S-a constatat că dornurile amplasate la distanțe mai mici conduc la alunecări mai mari decît cele amplasate la distanțe mai mari [33]. Cercetările engleze [24] confirmă că capacitatea portantă a dornurilor îndoite este cu puțin superioară, în comparație cu aceea a celor cu cap. Avantajul rezultă din rigiditatea sporită a dornului, datorită încastrării lui mai bune în dală prin partea îndoită. Dornurile cu cap, spre deosebire de cele îndoite, se comportă la fel pentru orice direcție a forței orizontale de lunecare, fapt deosebit de important la poduri. Capacitatea portantă a dornului crește cu lungimea lui, dacă $\frac{h}{d} \leqslant 4{,}2$.

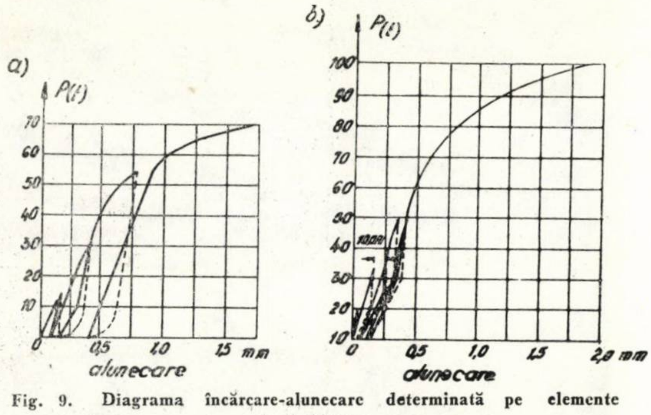
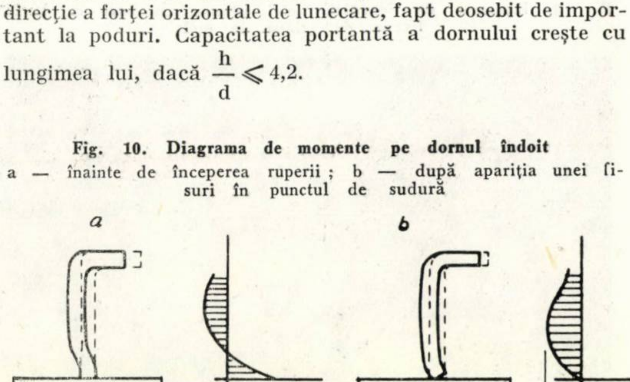


Fig. 9. Diagrama încărcare-alunecare determinată pe elemente de îmbinare
a — dorn cu cap fără spirală ; b — dorn cu cap și spirală

Fig. 10. Diagrama de momente pe dornul îndoit
a — înainte de începerea ruperii ; b — după apariția unei fisuri în punctul de sudură



Dacă acest raport este mai mare, capacitatea portantă a dornului este independentă de lungimea lui.

Prin mărirea rezistenței locale a betonului la compresiune, în jurul dornului, cu ajutorul unei spirale (fig. 8 c), se obțin caracteristici superioare. Astfel, alunecarea se reduce la jumătate și se mărește substanțial capacitatea portantă și forța de rupere. Deocamdată, aceste avantaje nu sînt folosite, deoarece se indică aceeași capacitate portantă ca și la dornurile fără spirală. Pînă în prezent nu s-au efectuat cercetări care să stabilească influența diametrului spiralei și barei precum și pasul ei asupra capacității portante a dornului. În încercările realizate [33] s-a folosit o spirală din oțel rotund ∅ 5 mm, cu diametrul de 50 mm și pasul de 12 mm.

Elementele de legătură de tipul dornului se folosesc atît la dale turnate monolit (fig. 11) cît și la dale prefabricate (fig. 12).

3.2. Legături rigide

Primele forme folosite au fost realizate din profil ⊥ sau cornieră sudată în cap. Ulterior, au fost găsite alte variante, folosind plăci drepte sau curbe sudate ori profile dublu T rigidizate. Cele mai multe tipuri se folosesc în combinație cu bare înclinate sau cu buclă, pentru împiedicarea ridicării dalei de beton armat. Toate aceste tipuri de elemente de legătură le vom numi *dibluri*.

Aceste elemente de legătură se caracterizează prin faptul că ele intră în lucru o dată cu aplicarea încărcărilor, nepermițînd alunecarea pe suprafața de contact pînă în momentul ruperii lor sau a betonului.

Tot din categoria elementelor de legătură rigide fac parte buloanele de înaltă rezistență și încleierea, care asigură o interacțiune perfectă între dala de beton și grinda de oțel, pînă la învingerea frecării, respectiv ruperea betonului.

3.2.1. **Dibluri.** Elementele rigide de legătură sub formă de dibluri lucrează ca și console fixate de grinda de oțel și încărcate cu presiunea betonului, rezultată din forța de lunecare longitudinală. Datorită rigidității lor mari, deformațiile lor sînt foarte mici și nu permit apariția unei alunecări pe suprafața de contact. Variantele acestui tip de legătură, arătate în figura 13 și figura 15, lucrează bine numai pentru efortul de lunecare longitudinală, prezentînd o comportare nesatisfăcătoare pentru efortul vertical de ridicare a dalei. În plus, tipul b nu asigură pătrunderea betonului sub plăcuța înclinată de rigidizare a oțelului cornier. Pentru a prelua și forța verticală, în practică, se folosesc combinate cu bare înclinate sau cu buclă (fig. 16). Prin utilizarea diblurilor din oțel I cu rigidizări (fig. 13 i) se obține un element de legătură, care se comportă bine, atît la forțele orizontale, cît și la cele verticale.

Elementele de legătură dibluri preiau forțe de lunecare mari, ceea ce le face utilizabile în special la lucrările de poduri.

Încercările experimentale efectuate în U.R.S.S., începînd din 1956, au arătat că prin folosirea diblurilor cu pereți dubli sau a diblurilor cilindrice sau cu suprafață curbă (fig. 13 e, f, g) se reduc vîrfurile de solicitare pe talpa superioară a grinzii de oțel. Aceste sisteme asigură o rezistență sporită a betonului la strivire, conducînd în cazul celor cu pereți dubli la capacitatea portantă cea mai mare. Tipul din figura 13 h, folosit cel mai mult în Cehoslovacia la dale turnate monolit, conduce la valori minime de concentrare de eforturi unitare în dala de beton și talpa superioară a grinzii de oțel. Legăturile rigide din oțel pătrat 60 × 60 combinat cu bară cu buclă (fig. 16 c), necesitînd o manoperă redusă, se utilizează din ce în ce mai mult.

Ruperea statică a elementelor de îmbinare rigidă se produce la o presiune a betonului pe diblu (considerată uniform repartizată) de 1,7 pînă la 3,5 ori rezistența cubică [25]. Grinzile compuse încercate au cedat prin ruperea betonului, după plasticizarea completă a secțiunii transversale.

Distrugerea îmbinării are loc prin desprinderea dalei de beton de grinda de oțel, rămînînd pe grinda de oțel, în fața diblului, o pană de beton (cu înclinarea aproximativă de 1 :2,5, fig. 14). Această rupere este caracteristică diblurilor fără elemente de ancorare a dalei.

Grinzile compuse și elementele de îmbinare încercate la oboseală au cedat prin fisurarea sudurii de prindere a diblurilor. La grinzile compuse cu elemente de legătură rigidăsub formă de dibluri, la încărcări repetate, apar deformații ireversibile mult mai repede decît la grinzile compuse cu elemente de legătură din bare rotunde înclinate.

Tot din încercări a rezultat că elementele de îmbinare, prevăzute cu două sau trei dibluri pe fiecare parte, au avut o capacitate portantă mai mică decît cele prevăzute cu un singur diblu pe fiecare parte.

Elementele de legătură ,,dibluri'' pot fi utilizate, atît la dale turnate monolit, cît și la dale prefabricate ([25], [31]). Comparativ cu legăturile ,,dornuri'', acestea necesită o manoperă de confecționare și montaj mult mai mare.

3.2.2. **Buloane de înaltă rezistență.** Fixarea dalei de beton cu ajutorul buloanelor de înaltă rezistență elimină vîrfurile de solicitare, deoarece eforturile de lunecare nu se mai transmit prin forfecarea elementelor de legătură, ci prin frecarea ce se realizează pe suprafața de contact.

Mărimea forței de lunecare preluată prin frecarea ce se creează pe suprafața de contact depinde de coeficientul de frecare dintre grinda de oțel și dala de beton armat.

Din încercările efectuate pe elementele de îmbinare și pe grinzi compuse [30] rezultă o comportare bună.

Încercările elementelor de îmbinare s-au făcut pe o dală de beton fixată între două profile [prin intermediul a două buloane de înaltă rezistență.

Pentru a mări rezistența locală a betonului la compresiune, în jurul găurii, s-a prevăzut o spirală din oțel rotund.

Dala a fost fixată între profilele [, neîntărită, pentru a realiza un contact perfect cu profile (fig. 17 a). Betonul a avut rezistența cubică în timpul încercărilor 250, respectiv 350 kg/cm^2. În timpul încercărilor efectuate, pînă la apariția primei alunecări, s-au măsurat numai deformații elastice de 0,06 mm. În continuare, deformațiile au crescut cu forța, dar mult mai repede (fig. 17 b). Capacitatea portantă este definită prin apariția primei alunecări. Coeficientul minim de frecare obținut pentru această situație a fost $\mu = 0{,}45$. Încărcarea de rupere a legăturii este mult mai mare. Acest spor este justificat prin comportarea bună a betonului din jurul găurii cu spirală.

Încercările efectuate pe grinzi compuse se referă la dală turnată pe grinda de oțel și dală prefabricată fixată fără și cu un pat de mortar pe grinda de oțel (fig. 17 c). Elementele de legătură s-au determinat în așa fel ca ele să reprezinte punctul slab al construcției. La dala turnată monolit, prima alunecare a corespuns cu distrugerea aderenței, marcată printr-o pocnitură. Mărind în continuare încărcarea, atît deformațiile de încovoiere, cît și alunecările au crescut mult mai repede. În cazul dalei prefabricate, fixate fără mortar, alunecări s-au observat la încărcări mult mai mici decît la cea fixată pe pat de mortar. Scăderea încărcărilor este explicată prin faptul că nu a existat un contact perfect între dală și grinda de oțel, producîndu-se vîrfuri de solicitare în punctele de contact.

Descărcările realizate la diferite niveluri de încărcare, la dala fixată pe pat de mortar, au arătat că toate deplasările în îmbinări sînt elastice.

Pe baza acestor încercări se recomandă a se folosi buloane de înaltă rezistență la dale turnate monolit sau la cele prefabricate, fixate pe un pat de mortar, luînd $\mu = 0{,}45$ pînă la efectuarea unor încercări mai sistematice, care să permită stabilirea unor valori, în funcție de modul de fixare și de prelucrare a suprafețelor.

Folosirea rațională a buloanelor de înaltă rezistență ca elemente de legătură la grinzile compuse necesită însă experimentări care să stabilească :

a) scăderea efortului axial din bulon din cauza contracției și curgerii lente ;

b) compresiunea locală pe beton rezultată din strîngerea bulonului ;

c) influența diametrului barei și spiralei asupra coeficientului de frecare ;

d) condițiile de prelucrare a suprafeței grinzii de oțel și a modului de fixare a dalei, în scopul obținerii unui coeficient maxim de frecare.

3.2.3. **Încleierea.** Asigurarea conlucrării dalei de beton cu grinda de oțel, prin încleiere, reprezintă o soluție avantajoasă, deoarece elimină complet alunecarea pe suprafața de contact. Primele încercări s-au făcut în combinație cu strîngerea cu buloane de înaltă rezistență. În această situație, numărul buloanelor este mult mai mic, reducînd astfel golurile din dalele de beton armat ([25], [34]). Pentru a stabili măsuri constructive și elemente de calcul necesare, trebuie efectuate cercetări experimentale din care să rezulte comportarea acestui tip de legătură. Pe baza unor studii detaliate se va putea stabili dacă încleierea poate fi utilizată fără buloane de înaltă rezistență sau numai în combinație cu acestea.

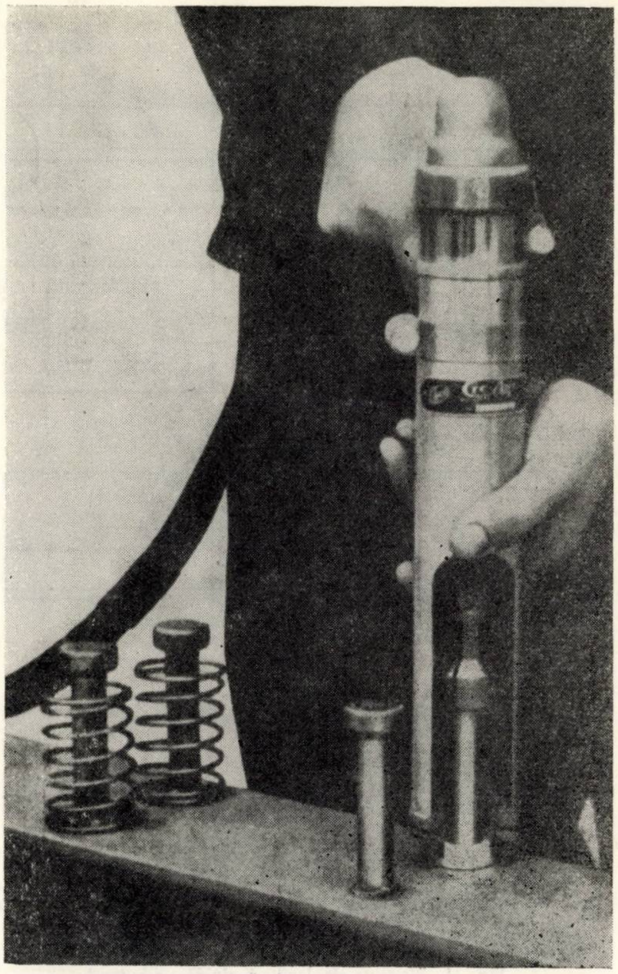
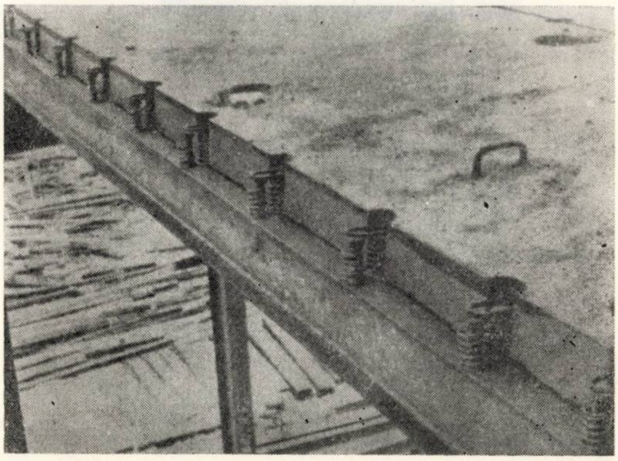


Fig. 11. Sudarea dornurilor pe grinda de oțel cu pistoletul automat

Puținele cercetări efectuate în acest domeniu arată că distrugerea legăturii are loc prin ruperea betonului. Buloanele de înaltă rezistență sînt necesare pentru a presa cele două suprafețe pînă la întărirea cleiului și apoi pentru preluarea forțelor verticale, rezultate din tendința de ridicare a dalei.

Fig. 12. Fixarea dalelor prefabricate cu dornuri



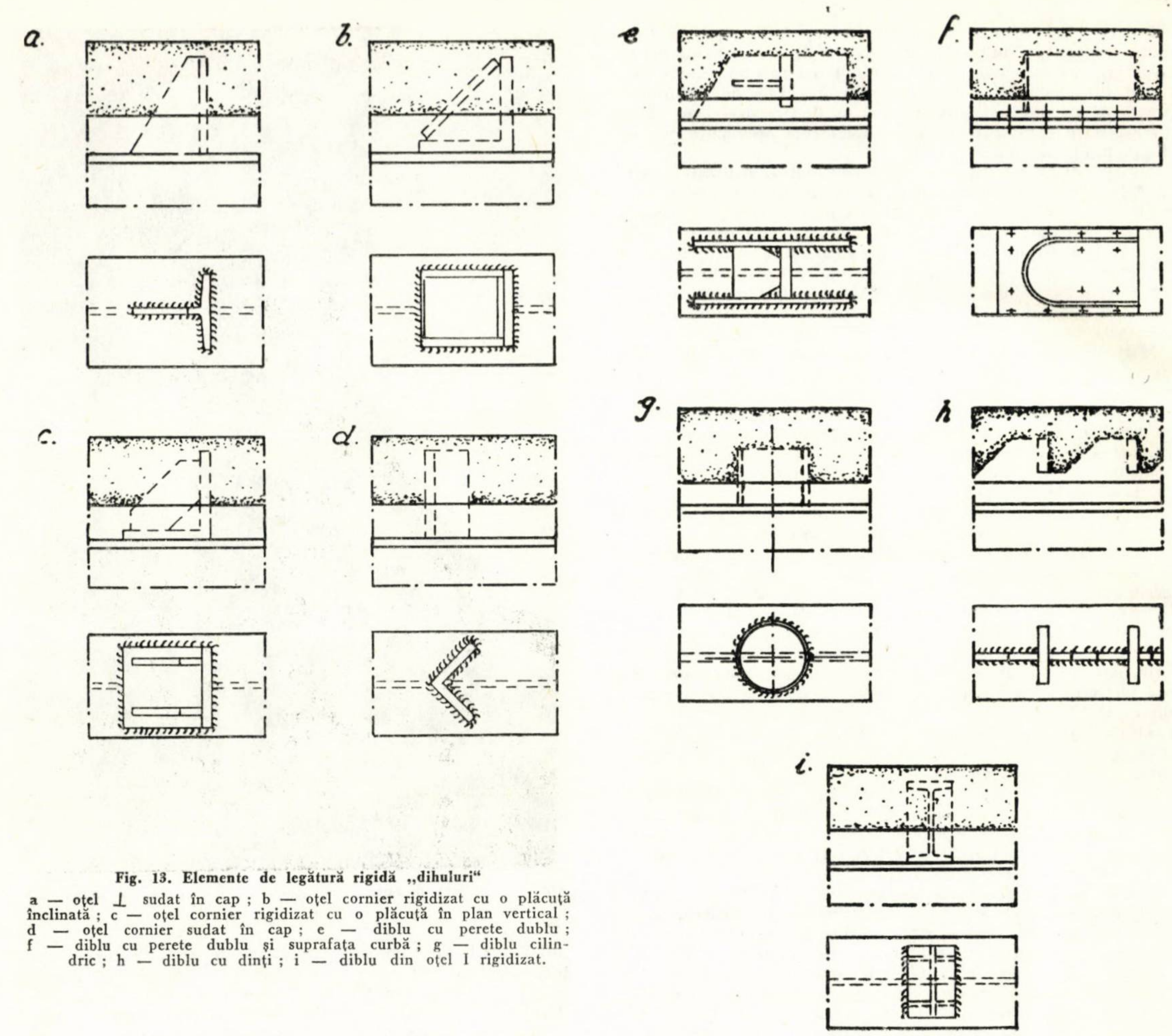


Fig. 13. Elemente de legătură rigidă „dihuluri"

a — oțel ⊥ sudat în cap ; b — oțel cornier rigidizat cu o plăcuță înclinată ; c — oțel cornier rigidizat cu o plăcuță în plan vertical ; d — oțel cornier sudat în cap ; e — diblu cu perete dublu ; f — diblu cu perete dublu și suprafața curbă ; g — diblu cilindric ; h — diblu cu dinți ; i — diblu din oțel I rigidizat.

Fig. 14. Cedarea elementelor de legătură „dibluri" fără elemente de ancorare verticale

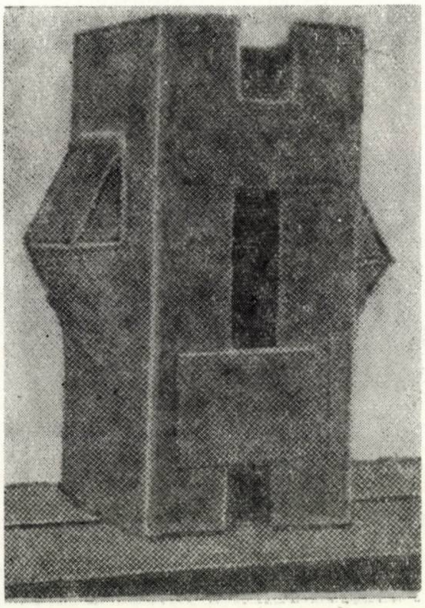
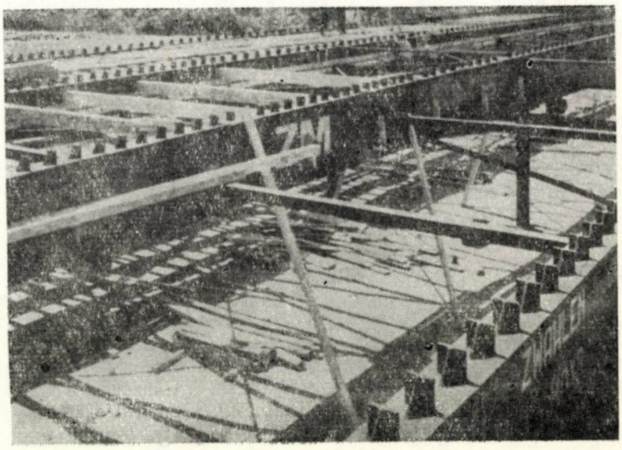


Fig. 15. Dibluri din oțel ⊥ sudate de grinzile de oțel ale unui pod



4. LUNECAREA ŞI RIDICAREA DALEI DE BETON

Încercările efectuate pe grinzi compuse cu elemente de legătură elastică au arătat că pe suprafaţa de contact se produce o lunecare după distrugerea aderenţei. Această lunecare se datoreşte, atît deformaţiilor betonului în zona elementului de legătură, cît şi deformaţiei elementului de legătură.

După îndepărtarea încărcării, elementele nu revin complet în poziţia iniţială, rămînînd o lunecare remanentă, care modifică puţin distribuţia eforturilor unitare normale (fig. 18). Lunecarea permisă de legăturile flexibile este mult mai mare decît aceea a legăturilor rigide, raportată la aceeaşi încărcare.

Comportarea grinzilor compuse sub încărcările normale de exploatare arată că pe suprafaţa de contact nu apare lunecare, datorită faptului că lunecarea este preluată prin aderenţă. În momentul distrugerii aderenţei, apare lunecarea şi creşte brusc săgeata din încovoiere a grinzii [30]. Aderenţa bună care se realizează pe suprafaţa de contact rezultă şi din cauza rugozităţii naturale a grinzii de oţel precum şi din cauza acţiunii elementelor de legătură.

Atît timp cît aderenţa nu este distrusă, elementele de legătură sînt nesolicitate, fapt care a fost verificat prin măsurarea efortului în legături. Totuşi, în practică, nu se poate conta pe această aderenţă, pe de o parte, din cauză că ea poate fi distrusă la o supraîncărcare a grinzilor, iar, pe de altă parte, reducerea sau renunţarea la legături ar micşora foarte mult valoarea efortului unitar de aderenţă. Aderenţa nu poate fi însă neglijată pentru interpretarea rezultatelor experimentale. Creşterea lunecării în funcţie de încărcare este indicată în figura 19.

În lungul grinzii, lunecarea nu variază liniar nici pentru încărcări uniform repartizate [24]. Valoarea cea mai mare se observă în zona de sfert a deschiderii grinzii, unde de altfel apare iniţial (fig. 20a). Lunecarea rezultă dintr-o distribuţie neliniară a deformaţiei, pe înălţimea secţiunii compuse. Dacă sînt prevăzute suficiente elemente de legătură, care asigură plasticizarea completă a secţiunii, efectul lunecării este neglijabil pentru solicitările rezultate din încărcările de exploatare. La acest nivel de încărcare a grinzilor nu s-au observat diferenţe sensibile între lunecările ce au avut loc la grinzi cu dornuri îndoite sau cu cap, în comparaţie cu acelea cu elemente de legătură T.

O dată cu începerea lunecării, dala de beton armat se distanţează de grinda de oţel, prin ridicare, chiar dacă grinda este supusă unei încărcări uniform distribuite. Din această tendinţă de ridicare, rezultă în elementele de legătură, în plus, o forţă axială. Dacă legăturile de lunecare nu au lungime suficientă ca să pătrundă totdeauna în zona comprimată a dalei, ele pot fi smulse. Toate legăturile de lunecare sînt prevăzute, pentru evitarea smulgerii, cu un cap sau ancore speciale, care măresc capacitatea portantă la întindere (fig. 4, 8 şi 16). Ridicarea dalei are valori diferite în lungul grinzii, variind după aceeaşi curbă ca şi lunecarea (fig. 20b). Valoarea ridicării variază pentru legăturile dorn cu lungimea acestora, putînd avea valori egale cu cele ale lunecării [24].

Din aceste experimentări rezultă că trebuie dată o atenţie deosebită realizării constructive a elementelor de legătură, pentru a fi capabile să preia forţa verticală rezultată din ridicarea dalei.

Ridicarea dalei apare din cauza deformaţiilor de încovoiere neegale ale dalei şi grinzii. Dacă se calculează deformaţiile de încovoiere ale dalei şi grinzii de oţel din forţele tăietoare aferente fiecărui material, solicitat în domeniul elastic, rezultă deformaţii mai mari pentru grinda de oţel, decît pentru dala de beton, ceea ce justifică efectul de ridicare.

Curburile diferite ale dalei de beton şi grinzii de oţel sînt justificate parţial şi prin solicitările diferite care rezultă din elementele de legătură ce acţionează excentric faţă de centrele de greutate ale dalei şi grinzii de oţel.

5. DISTRIBUŢIA ELEMENTELOR DE LEGĂTURĂ

Elementele de legătură au o importanţă deosebită pentru asigurarea interacţiunii perfecte dintre dală şi grinda de oţel, pînă în momentul plasticizării totale a celei mai solicitate secţiuni.

La structurile folosite la construcţii, avem în general încărcări uniform repartizate, din care în stadiul elastic de solicitare rezultă o variaţie triunghiulară a efortului de lunecare orizontală. Pentru această repartiţie a efortului de lunecare, este raţională o distanţare neegală a legăturilor în lungul grinzii. Dacă însă admitem proiectarea grinzilor compuse pe baza momentului plastic, lunecarea pe suprafaţa de contact în zona centrală a grinzii creşte, încît diagrama de lunecare se apropie mai mult de una dreptunghiulară. Chiar dacă elementele de legătură mai puternic solicitate, de la capetele grinzii, permit o lunecare, grinda de oţel este capabilă să preia singură momentul de încovoiere, care spre capete este mai mic.

Avînd în vedere cele de mai sus şi simplificarea execuţiei, se recomandă distribuţia uniformă a legăturilor de lunecare şi cînd diagrama de lunecare nu este dreptunghiulară.

Numărul legăturilor şi deci costul grinzilor compuse ar putea fi redus prin asigurarea conlucrării dintre dală şi grinda

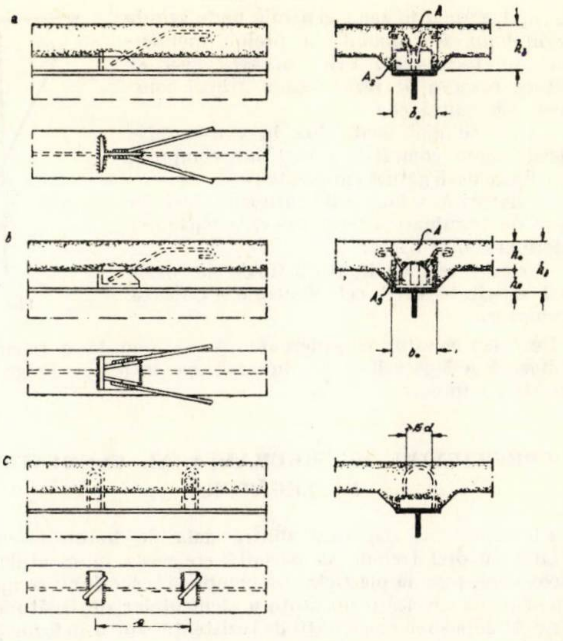
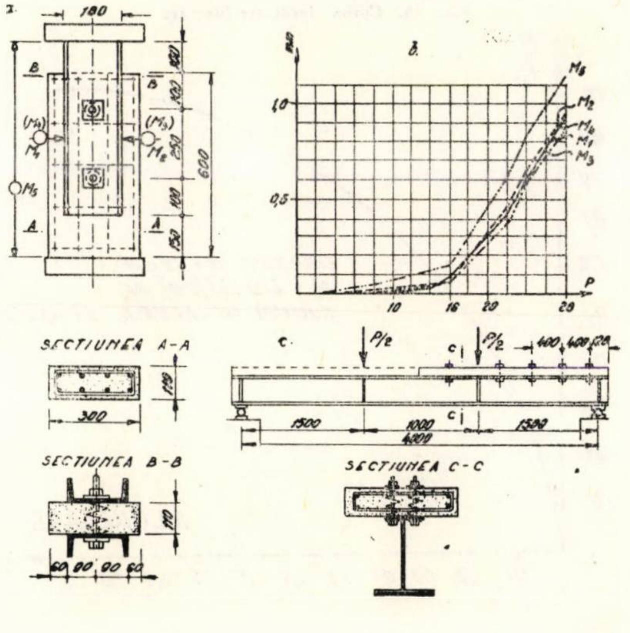


Fig. 16. Elemente de legătură „diblu" combinate cu bare elastice
a — oţel ⊥ cu bare înclinate ; b — oţel cornier cu bare înclinate ;
c — oţel pătrat şi bară cu buclă

Fig. 17. Elemente de legătură „buloane de înaltă rezistenţă"
a — element de îmbinare pentru determinarea coeficientului de frecare ; b — diagrama încărcare-lunecare ; c — încercări la încovoiere pe secţiuni compuse



de oţel, numai în zona centrală unde grinda de oţel nu este capabilă a prelua momentul de încovoiere. Prin aceasta însă se reduce rezerva de rezistenţă a grinzii compuse din cauză că :

— nu se mai poate lua în consideraţie plasticizarea completă a secţiunii compuse, din lipsa de legături suficiente ;

— datorită schimbării curburii dalei în zona de terminare a legăturilor, la partea ei inferioară apar fisuri ;

— elementele de legătură finale sînt mult mai solicitate decît cele centrale şi cedează prematur.

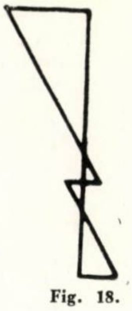


Fig. 18.

Pe baza acestor considerente se recomandă o repartiţie uniformă a legăturilor de lunecare pe întreaga lungime a grinzii compuse.

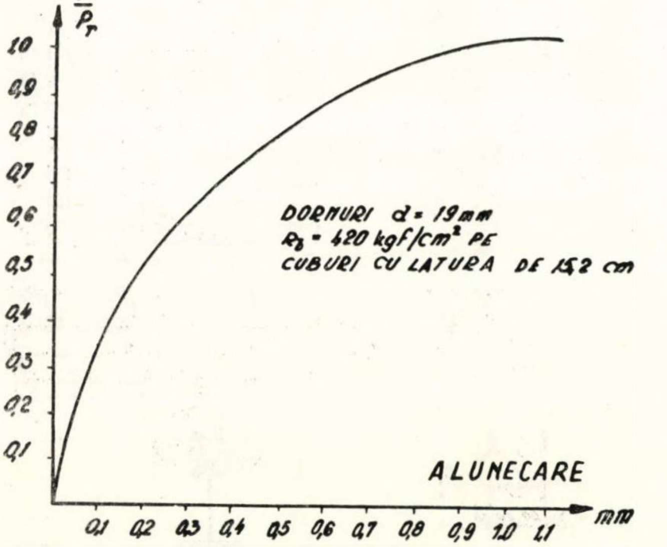
6. COEFICIENTUL DE SIGURANŢĂ AL ELEMENTELOR DE LEGĂTURĂ

Elementele de legătură dintre dala de beton armat şi grinda de oţel trebuie să permită creşterea momentului de încovoiere, pînă la plasticizarea completă a secţiunii compuse. Epuizarea capacităţii portante a elementelor de legătură are loc prin depăşirea capacităţii de rezistenţă sau a deformaţiilor limită.

Pentru elementele de legătură rigidă, care nu permit alunecări, este hotărîtoare forţa admisă sau de calcul pe legătură, stabilită în funcţie de rezistenţele admise sau de rezistenţele de calcul ale materialelor folosite. Legăturile flexibile ating capacitatea portantă limită prin depăşirea deformaţiei limită. Coeficientul de siguranţă al legăturilor rigide este necunoscut, deoarece se lucrează cu rezistenţe admisibile sau de calcul ale betonului la presiune locală şi ale oţelului la încovoiere şi forfecare. Încercările experimentale au arătat că stabilirea numărului de elemente de legătură, pe baza forţei de lunecare, determinată în stadiul elastic de lucru, asigură secţiunea compusă pînă la dezvoltarea momentului plastic.

Pentru legăturile elastice, coeficientul de siguranţă se stabileşte în funcţie de capacitatea portantă a elementelor de legătură. Pentru lucrări de construcţii, se recomandă ca efortul de lunecare total să se determine, pentru încărcările de exploatare permanentă şi utilă, pe baza lucrului elastic şi forţa de lunecare admisă pe legătură prin împărţirea „capacităţii portante" cu un coeficient de siguranţă $c = 2{,}00$ ([15], [26]). Se recomandă ca la plasticizarea completă a secţiunii, în legături să avem un efort egal cu 0,8 din „capacitatea portantă", astfel că, sub încărcările de exploatare, efortul în elementele de legătură reprezintă mai puţin de 50% din „capacitatea portantă" [24].

Fig. 19. Curba încărcare-lunecare



Considerăm că, pînă la introducerea calculului plastic, coeficientul de siguranţă $c = 2$ este satisfăcător, asigurînd pînă la prima lunecare, în general, un coeficient de siguranţă 3–4.

Pentru grinzile compuse folosite la poduri se recomandă acelaşi coeficient de siguranţă $c = 2$ [26].

Normele [8] cer ca pentru grinzile compuse, utilizate la poduri, să se folosească un coeficient de siguranţă variabil, determinat cu relaţia :

$$c = \frac{C_0(1 + C_1 + C_2C_3) - (C_1 + C_2) + C_4}{1 + C_4} \leqslant 4. \qquad (1)$$

$C_0 = 1{,}80$ cînd se cere menţinerea secţiunii compuse, pînă la atingerea limitei de curgere, şi 2,70 cînd se menţine secţiunea compusă, pînă la plasticizarea completă a secţiunii (pentru oţel OL 38).

$$C_1 = \frac{M_c^g}{M_c^p}; \quad C_2 = \frac{M_{ot}}{M_c^p}; \quad C_3 = \frac{J_c}{J_{ot}} \cdot \frac{Y_i}{Y_{ci}}; \quad C_4 = \frac{T_c^g}{T_c^p}. \qquad (2)$$

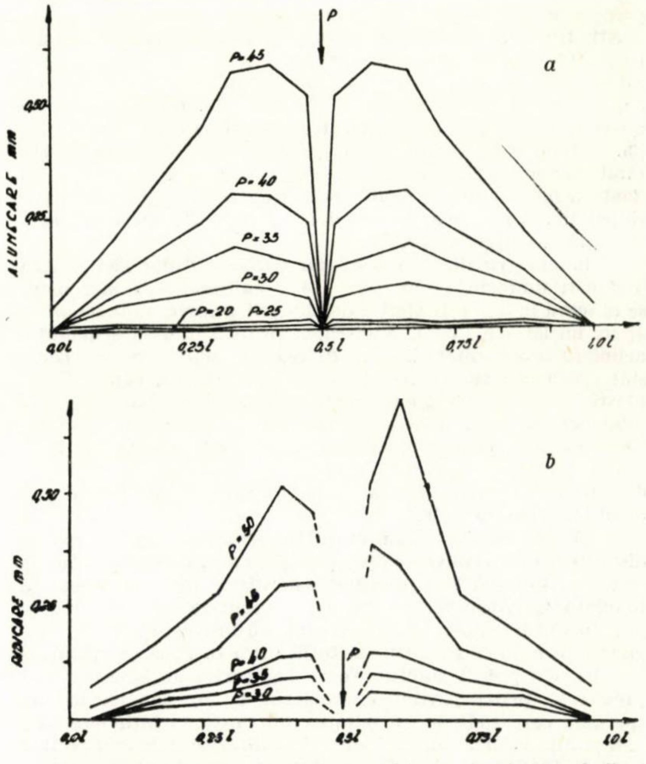


Fig. 20. Lunecarea şi ridicarea dalei pe lungimea grinzii
a — diagrama de lunecare; b — diagrama de ridicare

Valorile coeficientului de siguranţă c sînt date în tabela 1, pentru grinzile compuse, fără susţineri temporare ($C_1 = C_4 = 0$). Pentru cazurile practice se obţine, în general, un coeficient de siguranţă mai mic decît 4. Acest coeficient de siguranţă este justificat de faptul că plasticizarea secţiunii se obţine prin creşterea încărcării utile şi deci a efortului de lunecare, pe o lungime relativ mică a grinzii, ceea ce conduce la mărirea efortului de lunecare pe elementele de legătură în aceste zone. În acest caz, efortul de lunecare total se determină în stadiul elastic, pentru încărcările de exploatare.

7. PROIECTAREA ELEMENTELOR DE LEGĂTURĂ

În paragraful 3 s-a arătat că capacitatea portantă a elementelor de legătură elastică este determinată prin valoarea alunecării limită, admisă pe suprafaţa de contact de 0,08 mm, iar lunecarea preluată de o legătură rigidă este determinată de rezistenţele admisibile ale celor două materiale folosite, beton şi oţel.

7.1. **Bara spirală.** Capacitatea portantă a elementelor de legătură „bară spirală" depinde de rezistenţa betonului, diametrul barei spiralei şi pasul ei. Capacitatea portantă a barei spirală, între două puncte de fixare, pe grinda de oţel, este dată de relaţia :

$$L = 1270\ d_{sp} \cdot \sqrt[4]{R_b} \quad \text{(kgf)}, \tag{3}$$

unde :

d_{sp} este diametrul barei spiralei, în cm ;

R_b — rezistenţa de rupere a betonului la compresiune centrică pe cuburi cu latura de 20 cm, în kgf/cm^2.

Elementele de legătură în spirală se execută din oţel-beton OL 38, cu diametrul variind de la 12 la 20 mm.

Diametrul spiralei se ia de 5÷6 ori diametrul barei spiralei, iar pasul spiralei se ia variabil în lungul grinzii, în funcţie de variaţia forţei de lunecare, putînd fi egal cu diametrul spiralei în zona de solicitare maximă şi de două ori diametrul spiralei în zona centrală a grinzii.

Prin împărţirea capacităţii portante a barei spirale cu coeficientul de siguranţă, determinat după indicaţiile din paragraful 6, se obţine forţa de lunecare admisă pe un pas al spiralei. Dacă calculul secţiunii compuse se face prin metoda stărilor limită, efortul de lunecare de calcul a barei spirală se determină cu relaţia :

$$L_c = 1580\ d_{sp} \cdot \sqrt[4]{R_{pr}} \quad \text{(kgf)}. \tag{4}$$

7.2. **Bare rotunde înclinate.** Efortul axial din bara înclinată, solicitată la întindere, se determină prin descompunerea efortului de lunecare în două componente, din care una pe direcţia barei de legătură. Dacă cealaltă componentă se presupune normală pe suprafaţa de contact, rezultă :

$$N_a = \frac{L}{\cos\alpha}, \tag{5 a}$$

iar dacă se presupune că cele două componente se întîlnesc sub un unghi de 90°, rezultă :

$$N_a = L\cos\alpha. \tag{5 b}$$

Deoarece nu se cunoaşte direcţia exactă a acestei componente, se admite :

$$N_a = L = A_a\sigma_a \tag{6}$$

unde :

A_a reprezintă secţiunea transversală a barei de oţel rotund ;

σ_a — rezistenţa admisibilă a oţelului.

Pentru a nu se produce o alunecare prea mare pe suprafaţa de contact, din deformaţia elastică a barei, rezistenţa admisibilă a oţelurilor superioare este limitată la aceea a oţelului OL 38 (1400 kgf/cm^2). Dacă barele rotunde înclinate se execută cu buclă, se cere ca dimensiunea buclei să fie de cel puţin 15 ori diametrul barei.

Pe baza cercetărilor experimentale efectuate în U.R.S.S., s-au stabilit relaţiile pentru calculul acestor legături prin metoda stărilor limită. Pentru valoarea unghiului de înclinare optim (35—45°), se poate admite că efortul de lunecare de calcul al barei, atunci cînd se atinge deodată forţa de calcul la întindere şi forfecare, este :

$$L_c = N_c\cos\alpha + T_c\sin\alpha. \tag{7}$$

Cînd unghiul α este foarte mic nu se poate presupune apariţia forţei transversale de calcul, iar cînd unghiul α este foarte mare nu se poate presupune apariţia forţei axiale de calcul. Acest fapt nu are importanţă mare, deoarece, prin valorile respective ale lui $\sin\alpha$ şi $\cos\alpha$, se reduc foarte mult aceste influenţe în cazul unghiurilor foarte mici sau foarte mari, încît relaţia poate fi aplicată pentru orice înclinare a barei.

Forţa axială de calcul în bară este dată de relaţia :

$$N_c = A_aR_c \tag{8}$$

unde :

R_c este rezistenţa de calcul a oţelului.

Forţa de forfecare de calcul se determină cu relaţiile acceptate pentru dornuri :

$$T_c = 100\ d^2\sqrt{R_{pr}}$$

însă cel mult : (9)

$$T_c = 0{,}8\ A_aR_c$$

unde :

d este diametrul barei rotunde ;

R_{pr} — rezistenţa de calcul a betonului la compresiune centrică.

Tabela 1

Coeficientul de siguranţă „c" pentru grinzi fără susţineri temporare

$C_1 = C_4 = 0$

C_2	C_3										
	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
$C_0 = 1{,}8$											
0	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
0,1	1,88	1,89	1,92	1,93	1,95	1,97	1,99	2,01	2,02	2,04	2,06
0,2	1,96	1,99	2,03	2,07	2,10	2,14	2,18	2,21	2,25	2,28	2,32
0,3	2,04	2,09	2,15	2,20	2,26	2,31	2,36	2,42	2,47	2,53	2,58
0,4	2,12	2,19	2,26	2,34	2,41	2,48	2,55	2,62	2,70	2,77	2,84
0,5	2,20	2,29	2,38	2,47	2,56	2,65	2,74	2,83	2,92	3,01	3,10
0,6	2,28	2,39	2,50	2,60	2,71	2,82	2,93	3,04	3,14	3,25	
0,7	2,36	2,49	2,61	2,74	2,86	2,99	3,12	3,24	3,37		
0,8	2,44	2,58	2,72	2,87	3,02	3,16	3,27	3,45			
0,9	2,52	2,68	2,84	3,01	3,17	3,33	3,49				
1,0	2,60	2,78	2,96	3,14	3,32	3,50					
$C_0 = 2{,}7$											
0	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70	2,70
0,1	2,87	2,90	2,92	2,95	2,98	3,01	3,03	3,06	3,09	3,11	3,14
0,2	3,04	3,09	3,15	3,20	3,26	3,31	3,36	3,42	3,47	3,53	3,58
0,3	3,21	3,29	3,37	3,45	3,53	3,62	3,70	3,78	3,86	3,94	4,02
0,4	3,38	3,49	3,60	3,70	3,81	3,92	4,03	4,14	4,24	4,35	4,46
0,5	3,55	3,69	3,82	3,96	4,09	4,23	4,36	4,50	4,63	4,77	4,90
0,6	3,72	3,88	4,04	4,21	4,37	4,53	4,69	4,85	5,02	5,18	
0,7	3,89	4,08	4,27	4,46	4,65	4,84	5,02	5,21	5,40		
0,8	4,06	4,28	4,49	4,71	4,92	5,14	5,36	5,57			
0,9	4,23	4,47	4,72	4,96	5,20	5,45	5,69				
0,1	4,40	4,67	4,94	5,21	5,48	5,57					

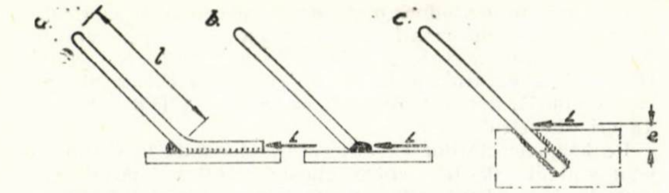


Fig. 21. Sudarea elementelor de legătură din oțel rotund
a — sudarea barei îndoite ; b — fixarea barei prin sudură de cap ; c — fixarea barei de o nervură verticală

Cu aceste precizări, efortul de lunecare de calcul al unei bare înclinate sau al unei ramuri a barei cu buclă este limitat prin relațiile :

$$L_c \leqslant A_a R_c \cos \alpha + 100\, d^2 \sqrt{R_{pr}}$$
$$L_c \leqslant A_a R_c (\cos \alpha + 0{,}8 \sin \alpha). \qquad (10)$$

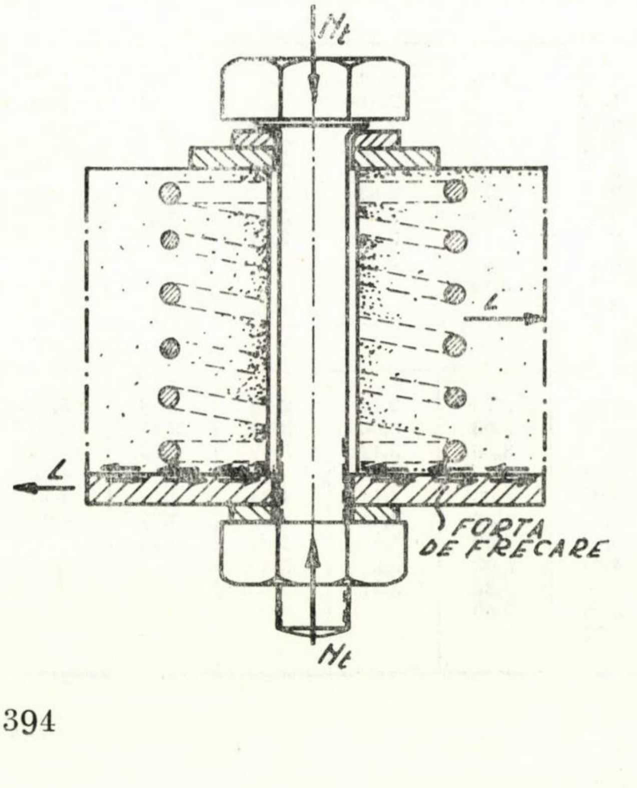
Dacă barele rotunde sînt înclinate și lateral cu unghiul β, atunci în locul lui $\cos \alpha$ se va introduce produsul $\cos \alpha \cdot \cos \beta$. Forța de lunecare înclinată, determinată de relația (10), este mai mare cu circa 25—28% față de cea rezultată cu relația (6). Pe baza încercărilor efectuate în U.R.S.S., lungimea barei rotunde înclinate cu cioc poate fi redusă de la 30d la 25d. Lungimea minimă a barelor rotunde înclinate cu buclă este de 7d, dar nu mai puțin de 12 cm. În acest caz distanța între axele celor două ramuri se determină cu relația :

$$b = \frac{2{,}0}{3{,}5} \cdot \frac{A_a R_c}{d \cdot R_{pr}} + d, \qquad (11)$$

stabilită în ipoteza că rezistența la strivire a betonului sub buclă este egală cu 3,5 R_{pr}. Dacă lungimea unei ramuri a buclei este mai mare de 25d, se va lua : b = 4d. Pentru valori intermediare ale lungimii ramurilor se va interpola linear. Dacă bucla se termină în îngroșarea dalei peste grinda de oțel, atunci lățimea buclei nu va depăși 1/3 din lățimea îngroșării la partea superioară a barei cu buclă.

Distanțele minime între axele rîndurilor de bare înclinate sînt date în figura 16. Distanțele dintre elementele de legătură în lungul grinzii (e_1) se vor lua de 2÷3 ori grosimea dalei de beton, pentru plăcile turnate monolit [4], și de 8 ori grosimea dalei, în cazul folosirii plăcilor din elemente prefabricate [25]. În [5] se indică ca distanța între elementele de legătură să fie cuprinsă între 0,7—2,0 h_b.

Fig. 22. Modul de lucru al buloanelor de înaltă rezistență



Sudarea barelor oțel-beton de talpa grinzii de oțel este indicată în figura 21. Sistemul de sudare prin îndoirea barei (fig. 21a) impune forjarea barei și executarea unei suduri puternice la punctul de îndoire, pentru a evita desprinderea barei.

Se recomandă sudarea directă în cap a barei de grinda de oțel sub un strat fondant (fig. 21b). În cazul cînd avem un element vertical de oțel, armătura poate fi sudată de acesta, luînd în considerare și efectul momentului de încovoiere rezultat din prinderea excentrică :

$$M = L \cdot e.$$

7.3. **Legături de oțel U.** Capacitatea portantă a legăturilor din oțel U, stabilită din condiția ca alunecarea să nu depășească alunecarea limită de 0,08 cm, se determină cu relația :

$$L = 41{,}5\,(t_{\max} + 0{,}5\, g)\, b \sqrt{R_b} \qquad (12)$$

unde :

$t_{\max}$ este grosimea maximă a tălpii profilului U ;
b — lungimea profilului U ;
g — grosimea inimii profilului U.

Pentru calculul prin metoda stărilor limită, efortul de lunecare de calcul este dat de relația :

$$L_c = 55\,(t_{\max} + 0{,}5\, g)\, b \sqrt{R_{pr}}. \qquad (13)$$

7.4. **Dornuri.** Capacitatea portantă a dornurilor stabilită din condiția de alunecare limită pentru dornurile fără armătură în spirală, date în tabelele 2 și 3, se determină cu relațiile (14) :

$$\begin{aligned} &\text{pentru } h \geqslant 4{,}2\, d \\ &L = 80\, d^2 \sqrt{R_b} \\ &\text{pentru } h < 4{,}2\, d \\ &L = 19{,}5\, hd \sqrt{R_b} \end{aligned} \qquad (14)$$

unde :

d este diametrul dornului, în cm ;
h — înălțimea dornului, în cm.

Aceste relații sînt valabile pentru dornuri cu diametrul mai mic de 25 mm. Pentru dornuri cu diametrul cuprins între 25 și 32 mm se pot folosi aceleași relații, reducînd capacitatea portantă cu 5% [33].

Relațiile (14) transformate pentru calculul prin metoda stărilor limită dau efortul de lunecare de calcul :

$$\begin{aligned} &\text{pentru } h \geqslant 4{,}2\, d \\ &L_c = 100\, d^2 \sqrt{R_{pr}} \\ &\text{pentru } h < 4{,}2\, d \\ &L_c = 24\, hd \sqrt{R_{pr}} \\ &\text{însă } L_c \leqslant 0{,}63\, d^2\, R_c. \end{aligned} \qquad (15)$$

Ultima relație rezultă din condiția de forfecare a dornului.

7.5. **Dibluri.** Efortul de lunecare admis pe un element de legătură rigid depinde de suprafața de strivire (A_s) și rezistența admisă a betonului la strivire pe această suprafață (σ_{bs}).

$$L_a = A_s\, \sigma_{bs} \qquad (16)$$

Tabela 2

Capacitatea portantă a dornurilor

$h \geqslant 4{,}2\, d$
$L = 80\, d^2 \sqrt{R_b}$ (kgf)

d (mm)	R_b (kgf/cm²)					
	200	250	300	400	500	600
16	2896	3238	3547	4096	4580	5016
18	3665	4098	4489	5184	5795	6349
20	4525	5059	5542	6400	7155	7838
22	5475	6122	6706	7744	8658	9484

unde :

$$\sigma_{bs} = \sigma_b \sqrt[3]{\frac{A}{A_s}}.$$

Valoarea lui σ_b se dă în tabela 6 în lucrarea [40].

Pentru A se va lua : $A = 2h_0^2$ în cazul plăcilor fără îngroşări peste grinda de oţel, şi $A = b_o h_b$, în cazul dalelor cu îngroşări pe grinda de oţel (fig. 16b).

Dimensiunile suprafeţei A nu vor putea depăşi în fiecare direcţie de 5 ori dimensiunea suprafeţei de strivire pe direcţia considerată. În cazul folosirii elementelor de legătură rigide, combinate cu bare rotunde înclinate (fig. 16b), efortul de lunecare preluat de legătură se determină cu relaţia :

$$L_a = A_s \cdot \sigma_{bs} + \mu \sigma_a A_a. \tag{17}$$

Tabela 3

Capacitatea portantă a dornurilor

$$h < 4{,}2\ d$$

$$L = 19{,}5\ hd\sqrt{R_b} \quad \text{(kgf)}$$

d (mm)	h (mm)	R_b (kgf/cm²)					
		200	250	300	400	500	600
16	65	2866	3206	3512	4056	4535	4967
	60	2647	2960	3242	3744	4186	4585
18	70	3475	3885	4255	4914	5494	6018
	65	3226	3607	3951	4563	5100	5588
	60	2978	3330	3647	4212	4709	5158
20	80	4412	4933	5404	6240	6976	7642
	70	3860	4316	4728	5460	6104	6687
	60	3309	3700	4053	4680	5232	5732
22	90	5460	6104	6687	7722	8633	9457
	80	4853	5426	5944	6864	7674	8407
	70	4247	4748	5201	6006	6715	7355

Pentru bare rotunde înclinate cu cioc se va lua $\mu = 0{,}5$, iar pentru cele cu buclă $\mu = 0{,}7$. Calculul elementelor de îmbinare rigide prin metoda stărilor limită se face cu relaţiile :

$$\begin{aligned} L_c &\leqslant 2\ R_{pr} \cdot A_s \\ L_c &\leqslant 1{,}5\ k_\rho \cdot R'_{pr} \cdot A_s. \end{aligned} \tag{18}$$

Deoarece pentru verificarea la oboseală nu sînt stabilite valorile lui k_ρ, R'_{pr}, în U. R. S. S. se recomandă a se folosi, pentru verificarea la oboseală, relaţia :

$$L_c \leqslant 1{,}6\ R_{pr} \cdot A_s. \tag{19}$$

Dacă elementul de legătură se află în nervura de îngroşare a dalei, rezistenţa la strivire a betonului se reduce cu 10% cînd $1{,}5\ b_s \geqslant b_n > 1{,}3\ b_s$ şi cu 30% cînd $b_n \leqslant 1{,}3\ b_s$, unde b_s este lăţimea suprafeţei de strivire şi b_n este lăţimea nervurii de beton la nivelul centrului de greutate a suprafeţei de strivire. Dacă avem şi bare înclinate, se va lua în considerare şi efortul preluat de acestea.

Pentru a evita forfecarea betonului între dibluri, distanţa dintre ele va fi mai mare de 3,5 ori înălţimea diblului, măsurată între faţa superioară a grinzii de oţel şi partea superioară a suprafeţei de strivire.

În [25] se arată că nu este necesar a se dimensiona prinderea diblurilor de grinda de oţel la forţa tăietoare dată de efortul preluat de diblu şi momentul de încovoiere datorită acţiunii excentrice, deoarece încastrarea diblului în beton împiedică deformarea lui sub încărcare. Chiar dacă apare o mică rotire a diblului în beton, intră în lucru elementele de ancorare verticală ale dalei, care echilibrează momentul de încovoiere, încît nu este justificat calculul la încovoiere al fixării diblului. Pentru a lua în calcul o mică valoare a momentului de încovoiere, prinderea diblului se calculează la o forţă de lunecare orizontală sporită cu 20%. În plus trebuie verificată încastrarea diblului în beton, pentru a nu depăşi rezistenţa la strivire a betonului.

7.6. Buloane de înaltă rezistenţă

Prin strîngerea piuliţei buloanelor de înaltă rezistenţă, în tija lor se dezvoltă un efort de întindere (N_t), care produce o compresiune în dala de beton şi talpa grinzii de oţel. Sub efectul forţelor de lunecare (L), cele două suprafeţe de contact nu se pot deplasa pînă nu se învinge forţa de frecare de pe suprafeţele de contact, ce se dezvoltă datorită forţei de strîngere introduse de bulon (fig. 22).

Dacă notăm cu f coeficientul de frecare dintre dala de beton şi grinda de oţel, forţa de frecare are valoarea $f \cdot N_t$. Atît timp cît lunecarea ce revine unui bulon nu depăşeşte forţa de frecare, nu se produce nici o deplasare relativă pe suprafaţa de contact. Coeficientul de siguranţă :

$$C = \frac{f \cdot N_t}{L} \tag{20}$$

are valoarea de 1,5 pentru poduri şi 1,25 pentru construcţii, în cazul încărcărilor fundamentale, şi se reduce la 1,40, respectiv 1,10, în cazul încărcărilor fundamentale şi accidentale.

Coeficientul de frecare se poate lua egal cu 0,45 pînă la efectuarea unor încercări mai sistematice, care să stabilească influenţa metodei de prelucrare a suprafeţei grinzii de oţel, a mărcii betonului şi a fretei din beton în jurul găurii.

Utilizarea grinzilor compuse ,,oţel-beton" la alcătuirea structurilor de rezistenţă, atît la hale industriale, clădiri cu mai multe niveluri cu caracter industrial sau social cultural, cît şi la poduri şi pasarele, permite realizarea unor structuri mai avantajoase din punct de vedere tehnico-economic.

Astfel, utilizarea dalei de beton armat cu dublu rol, ca dală de transmitere a încărcării la elementele principale de rezistenţă şi ca parte componentă a acestora, precum şi folosirea oţelului numai în zonele întinse ale grinzilor, permite realizarea unei economii de materiale şi deci reducerea greutăţii proprii şi costului structurilor.

Introducerea procedeelor moderne de asigurare a conlucrării dalei de beton armat cu grinda de oţel, cum sînt dornurile şi buloanele de înaltă rezistenţă, permite folosirea pe scară tot mai largă a prefabricatelor de beton armat, mărirea gradului de industrializare a executării construcţiilor, reducerea timpului de execuţie, asigurînd astfel sporirea eficienţei economice a investiţiilor.

Bibliografie

[27] Thürlimann B. : ,,*Fatigue and static strength of stud shear connectors*", Journal of the American Concrete Institute, 30, Nr. 12, June 1959.

[28] Berguall G., Wästlund G. : ,,*Fatigue Tests on Composite Beams*", A.I.P.S., Sixiéme Congres 1960.

[29] Dörnen K., Meyer A. : ,,*Die Emsbrücke Hembergen in dübellosem Stahlverbund*", Der Stahlbau, Heft 7, juli 1960.

[30] Sattler K. : ,,*Betrachtungen über die Verwendung hochzugfester Schrauben bei Stahlträger—Verbundkonstruktionen* : A.I.P.S. Sixiéme Congres 1960, Stockholm.

[31] Bures I. : ,,*Nové zspusoby s prazeni ocelobetonvych mostu*, Inzenyrske stavby — 9, 1961.

[32] Culuer Gh., Costan R. : ,,*Tests of composite Beams with stud shear connectors*", Journal of the structural Division, 87, ST2, February, 1961.

[33] Sattler K. : *Betrachtung über neuere Verdübelungen im Verbundbau*, Der Bauingenieur, 37, Heft 1, Ianuar 1962.

[34] Postl J. : ,,*Klebung bei einer Verbundbrücke*", Der Bauingenieur, 37, Heft 10, Oktober — 1962.

[35] Dörnen K. : ,,*Brücken in Fortigteilbauweise (Verbundkonstructionen*", VDI — zeittschrift-103, Nr. 8, 11 März 1963.

[36] Steinhardt O., Möhler K. : ,,*Versuche zur Ermittlung der Scherfestigkeit des Betons bei Verbundträgern*", Der Bauingenieur 30, Heft 8, August 1964.

[37] Torpac A. A.: ,,*Strength of Three New Types of Composite Beams*", Engineering Journal American Institute of Steel Construction, Vol. 2, Nr. 1, January, 1965.

[38] Sontag Hu., Wuthe K. H. : *Stahlskelettbau mit Fertigbetondeckenplatten in Verbund bei einem Institutsneubau für die Veterinär-medizinische Fakultät der Freien Universität Berlin*", Der Bauingenieur 40, Heft 2, Februar 1965.

[39] Schlaginhaufen R. : ,,*Zur Anwendung der Bolzendubel*" Schweizerische Bauzeitung 82, Jahrgang Heft 41, 14 Oktober 1965.

[40] Mateescu D., Bota V. : ,,*Alcătuirea şi calculul grinzilor compuse ,,oţel-beton"*, Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, Nr. 7, iulie 1966.

Calculatoarele electronice în construcţii

Introducere în programarea calculelor

(I)

Ing. I. Georgescu, C. Ionescu
I.P.B. I.C.B.

Condiţiile ritmului impetuos de desfăşurare a procesului continuu de modernizare a industriei socialiste, ce caracterizează de fapt la noi întreaga economie naţională, impun ca o necesitate de prim ordin rezolvarea unor probleme complexe de dirijare a noilor instalaţii automate, de folosire cît mai raţională a fondurilor şi mijloacelor, probleme de calcul din practica inginerească şi cercetarea ştiinţifică etc.

Datorită cerinţelor de folosire optimă a instalaţiilor şi utilajelor moderne, aceste probleme se cer a fi rezolvate într-un timp extrem de scurt şi la un înalt grad de precizie. Aceasta se realizează în principal pe două căi :

— elaborarea unor metode şi modele matematice care să cuprindă cît mai corect condiţiile reale, mărind în acelaşi timp rigurozitatea calculelor ;

— folosirea unei tehnici de calcul capabile să permită efectuarea acestor calcule complexe la un înaintat grad de precizie, viteză şi siguranţă în exploatare.

Utilizarea acestor din urmă agregate, alcătuite în primul rînd din calculatoare electronice, a cunoscut o largă răspîndire în ultima vreme. Domeniile de pătrundere a acestora sînt numeroase şi uneori surprinzătoare pentru neiniţiaţi. Astfel, calculatoarele electronice se folosesc cu mare randament în rezolvarea unor probleme de cercetare ştiinţifică, în proiectarea şi executarea utilajelor, produselor industriale, construcţiilor şi instalaţiilor de clădiri, transporturi, organizarea ştiinţifică a producţiei, planificare, statistică, probleme economice de evidenţă şi control a gestiunilor, dirijare automată etc., domenii în care există o apropiere între metodele matematice de rezolvare a acestor probleme şi posibilităţile de calcul ale agregatelor electronice.

Totuşi, datorită posibilităţi or de cuprindere şi a problemelor de logică, calculatoarele electronice şi-au găsit aplicaţii interesante şi în alte domenii cum ar fi medicina, muzica, biologia etc.

Folosirea acestor moderne mijloace de calcul reclamă însă şi un personal de înaltă calificare.

Sentimentul de mîndrie pe care îl încercăm urmărind traducerea în viaţă a politicii juste dusă de conducerea de partid şi de stat, care acordă o grijă deosebită introducerii tehnicii noi de calcul în toate domeniile în care este eficientă ne obligă totodată să depunem toate eforturile pentru ca această tehnică să pătrundă cît mai adînc în rîndul maselor de ingineri şi cercetători, beneficiari de drept ai noilor procedee de calcul.

1. INTRODUCERE

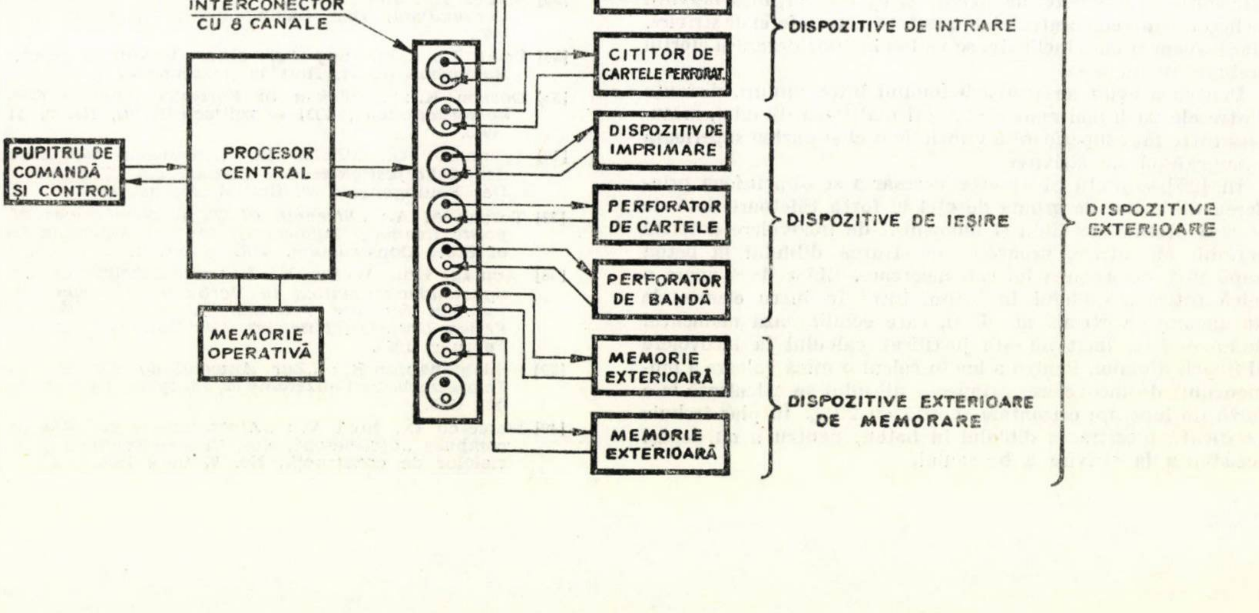
Calculatorul electronic numeric este un automat capabil să efectueze, în anumite condiţii, operaţii aritmetice şi logice ce intervin în rezolvarea unor probleme. Acest automat simulează parţial activitatea sistemului nervos central, fiind deci o maşină cibernetică.

Atributul esenţial al acestei maşini este faptul că preia de la om o mare parte din munca brută, din efortul depus spre a rezolva diverse probleme şi, datorită realizării diverselor sale subansamble cu elemente electronice, care au un timp de comutaţie extrem de mic, efectuează calculele amintite cu o viteză de lucru mult superioară celei umane.

Ca orice maşină, oricît de perfecţionată ar fi, calculatorul electronic numeric nu are iniţiativă, necesitînd pentru fiecare operaţie ce o execută un anumit ordin. Este deci necesară descompunerea rezolvării problemei respective în operaţii elementare şi indicarea acestor operaţii calculatorului sub formă de instrucţiuni, într-o ordine bine precizată. Mulţimea ordonată a tuturor acestor instrucţiuni alcătuieşte ceea ce se numeşte „programul de lucru" al calculatorului pentru rezolvarea problemei respective.

Calculatorul electronic numeric este superior omului prin viteza de execuţie a operaţiilor, însă este net dependent de om, deoarece este capabil să execute numai ceea ce i s-a impus prin program. Proprie omului este iniţiativa, posibilitatea efectuării asociaţiilor de idei, capabile să indice fiecărei etape de calcul calea de rezolvare cea mai simplă. În prezent, nu s-au realizat, dar chiar dacă viitorul va aduce şi calculatoare cu „iniţiativă", omul se va situa totuşi pe o treaptă superioară, deoarece realizarea acestor calculatoare este posibilă numai cînd omul va cunoaşte „legile iniţiativei" şi va dota cu ele memoria maşinilor respective.

Fig. 1. Schema bloc a unui calculator electronic cu un singur canal de programare şi interconector cu 8 canale pentru dispozitivele exterioare



În momentul în care omul este solicitat să rezolve o anumită problemă, trebuie ca acesta să posede cunoştinţele necesare. El le-a căpătat printr-un proces de instruire, care a imprimat în memoria sa metodele de rezolvare a problemelor din domeniul respectiv. Pus în faţa unei probleme concrete, sistemul nervos central face apel la memorie şi îşi construieşte procedeul de rezolvare prin suprapunerea metodelor generale obţinute prin instruire şi a rutinelor de conduită în rezolvare (caracteristice fiecărui om), peste condiţiile concrete ale problemei.

Procedeul de rezolvare, o dată stabilit, se aplică datelor numerice ale problemei, obţinîndu-se rezultatul dorit. În cadrul procesului de rezolvare, dat fiind că memoria umană are o capacitatea redusă de a reţine cifre, omul face apel la o memorie auxiliară : hîrtia şi creionul.

Asemănător se desfăşoară procesul de rezolvare şi atunci cînd calculatorul electronic rezolvă o anumită problemă, cu singura deosebire că, în timp ce omul caută o cale proprie de rezolvare, maşina rezolvă întotdeauna acel tip de problemă după un acelaşi procedeu rigid, indicat de programul elaborat de om, procedeu care conduce întotdeauna la rezolvarea corectă (cu condiţia ca programul să fi fost bine întocmit).

Similar cu memoria umană, memoria calculatorului electronic este un mediu care reţine informaţii conţinînd datele problemei şi programul de lucru. Calculatorul electronic se adresează memoriei spre a se informa despre fiecare operaţie elementară ce urmează să o execute şi despre acele date numerice care intervin ca operanzi în procesul de rezolvare. Dat fiind că, atît datele numerice cît şi programul se găsesc depuse împreună în aceeaşi memorie, se pune problema deosebirii informaţiilor care reprezintă programul de informaţiile care reprezintă datele numerice, întrucît ambele sînt imprimate în memorie sub formă numerică. Această sesizare a celor două categorii de informaţii se face prin introducerea în memorie a programului şi datelor numerice după anumite reguli. Astfel, pornirea calculatorului se face totdeauna prin indicarea primei instrucţiuni din programul de calcul. O altă regulă este aceea că instrucţiunile sînt prelucrate una după alta în ordinea naturală a depunerii lor în memorie, deci se cere ca „celulele" memoriei să fie ordonate. În acest fel memoria se distribuie celor două categorii de informaţii — program şi date numerice — de către cel care elaborează programul, iar calculatorul primeşte pornirea pe prima instrucţiune din program şi se opreşte în momentul în care întîlneşte în program comanda de oprire.

Acţiunea de rezolvare începe în momentul luării hotărîrii de pornire a procedeului de calcul, aplicat la datele numerice concrete ale problemei de rezolvat. La calculatorul electronic, această „hotărîre" se traduce prin impulsul de pornire a programului de calcul care este dat de om, de la pupitrul de comandă.

2. CALCULATORUL ELECTRONIC

Structura logică a funcţionării calculatorului electronic reflectă în bună parte organizarea activităţii umane în procesul de rezolvare a problemelor. Funcţiunile sistemului nervos central sînt simulate de un dispozitiv electronic numit *procesor central,* capabil să efectueze operaţii aritmetice şi logice, să primească sau să transmită informaţii, de la sau la dispozitivele cu care este conectat, să efectueze diferite operaţii de control automat al desfăşurării calculelor sau al conectării dispozitivelor.

Pentru reţinerea informaţiilor, atît cele care se introduc prin dispozitivele de intrare, cît şi cele rezultate din prelucrarea datelor pe parcursul elaborării calculelor sau a rezultatelor finale, calculatorul dispune de ***dipozitive de memorare.***

Funcţiunile organelor de simţ ale omului, în principiu captarea din mediul înconjurător a informaţiilor şi transmiterea lor sistemului nervos central, sînt parţial simulate de către *dispozitivele de introducere a datelor*, cu ajutorul cărora ajung la procesorul central informaţiile ce se introduc în aceste dispozitive. Acestea se mai numesc şi dispozitive de intrare.

Rezultatele calculelor se exteriorizează la om prin diferite acţiuni : scriere pe hîrtie, enunţare verbală, acţiuni mecanice (acţionarea unei claviaturi, a unor dispozitive etc.). Similar la calculatorul electronic, rezultatele calculelor se exteriorizează diferit, în funcţie de tipul calculatorului, de comenzile date prin program etc. Această exteriorizare poate consta în tipărirea unor informaţii pe hîrtie, perforarea de benzi sau cartele, semnale optice sau sonore, imprimări pe bandă magnetică, impulsuri pentru comanda altor agregate etc.

Toate aceste agregate, care permit exteriorizarea unor informaţii la comanda primită de la procesorul central, poartă numele de *dispozitive de extragere a datelor*, sau pe scurt dispozitive de ieşire.

În principiu, prin calculator electronic înţelegem un complex de dispozitive electronice şi mecanice, cu comandă electronică, cuprinzînd cel puţin cîte un dispozitiv din categoriile enumerate :

— procesor central
— dispozitive de memorare
— dispozitive de intrare
— dispozitive de icşire.

În figura 1 se arată schema bloc a unui calculator electronic. Procesorul central este legat cu dispozitivele de memorare, de intrare şi de ieşire prin intermediul unui *interconector,* care conferă avantajul că permite alcătuirea unei mari varietăţi de scheme de conectare.

Interconectorul permite cuplarea unui număr limitat de dispozitive exterioare, dar nu impune o anumită schemă, lăsînd posibilitate celui care foloseşte calculatorul să cupleze numărul de dispozitive necesar profilului centrului de calcul respectiv. De exemplu, interconectorul din figura 1 are opt canale, permiţînd deci cuplarea a maximum opt dispozitive exterioare.

Între procesorul central şi dispozitivele cu care este interconectat se produc schimburi de informaţii. Întregul ansamblu este dirijat de la un *pupitru de comandă.* Existenţa acestui pupitru de comandă demonstrează „lipsa de iniţiativă" a calculatorului electronic şi dependenţa sa de om.

Procesul de calcul se desfăşoară în principiu astfel :

1) Se porneşte calculul de la pupitrul de comandă. Informaţia de declanşare a procesului de calcul indică totdeauna locul din memorie unde începe programul. Acolo se află prima instrucţiune.

2) Calculatorul se informează la memorie asupra conţinutului instrucţiunii, pe care îl introduce în procesorul central pentru prelucrare.

3) Din conţinutul instrucţiunii, procesorul central stabileşte că are de efectuat o *anumită operaţie* cu operanzi care se găsesc tot în memorie, în locuri bine precizate.

4) Pentru a face posibilă efectuarea operaţiei trebuie extraşi din memorie operanzii. Acest lucru se realizează printr-o nouă informare la memorie.

5) Se execută operaţia astfel pregătită şi se păstrează rezultatul.

6) Se pregăteşte procesorul central pentru a se informa despre următoarea instrucţiune din program.

7) Se reia procesul de calcul de la faza nr. 2.

Procesul de calcul se opreşte atunci cînd se întîlneşte în program o instrucţiune de oprire pe care o execută, ciclul fiind astfel întrerupt după faza 5.

În figura 2 se dă schema logică simplificată a unui procesor central cu un singur canal de programare. Pentru a putea pătrunde cu uşurinţă în detaliile acestea este necesară precizarea unor noţiuni.

Dispozitivele de memorare sînt de trei feluri :

— Dispozitive de memorare cablate în procesorul central, menite să reţină diferite informaţii un timp scurt, cît este necesar pentru executarea unui ordin. Acestea se numesc *registre.*

— Dispozitive de memorare la care este posibil accesul comandat de procesorul central la fiecare din informaţiile înregistrate. Acest tip de dispozitiv se numeşte *memorie operativă.*

— Dispozitive de memorare la care nu este posibil accesul direct de la procesorul central la informaţiile înregistrate. Procesorul central comandă numai trecerea unui grup de mai multe informaţii (caracteristic tipului de calculator) din aceste dispozitive în memoria operativă, de unde pot fi prelucrate de procesor. Acest tip de dispozitiv se numeşte *memorie exterioară.*

Dispozitivul elementar de memorare este un mediu cu două stări stabile corespunzătoare cifrelor 0 şi 1. Acest lucru determină folosirea în interiorul calculatorului a sistemului de numeraţie în baza doi, fiecare poziţie binară numindu-se *bit* denumire care reprezintă de fapt prescurtarea unui termen din limba engleză : *bin*ary dig*it* = cifră binară. Mai mulţi biţi reuniţi într-un grup ordonat pot înmagazina o anumită

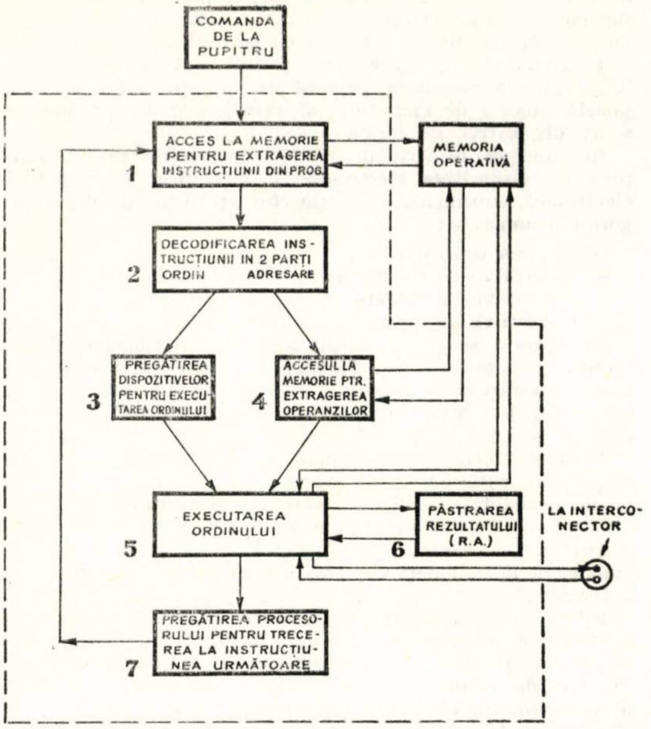

COMANDA DE LA PUPITRU
ACCES LA MEMORIE PENTRU EXTRAGEREA INSTRUCŢIUNII DIN PROG.
MEMORIA OPERATIVĂ
1
DECODIFICAREA INSTRUCŢIUNII IN 2 PARŢI ORDIN ADRESARE
2
PREGĂTIREA DISPOZITIVELOR PENTRU EXECUTAREA ORDINULUI
3
ACCESUL LA MEMORIE PTR. EXTRAGEREA OPERANZILOR
4
EXECUTAREA ORDINULUI
5
PĂSTRAREA REZULTATULUI (R.A.)
6
LA INTERCONECTOR
PREGĂTIREA PROCESORULUI PENTRU TRECEREA LA INSTRUCŢIUNEA URMĂTOARE
7

Fig. 2. Schema logică simplificată a unui procesor central cu un singur canal de programare

cantitate de informaţie, denumită *cuvînt*. La majoritatea dispozitivelor de memorare, numărul de biţi destinaţi unui cuvînt (sau ceea ce se mai numeşte *lungimea cuvîntului*) este fix. Aceasta înseamnă că toate cuvintele din acea memorie au lungimea constantă. S-au construit însă şi calculatoare avînd memoria cu *lungime de cuvînt variabilă*, care conferă avantajul că se poate lucra cu informaţii oricît de vaste, fără a mai fi necesară descompunerea lor în mai multe cuvinte din reuniunea cărora să se determine informaţia dată.

Cuvintele care alcătuiesc o memorie sînt numerotate, iar numărul care se asociază fiecărui cuvînt se numeşte *adresă*.

Ne putem exprima de exemplu despre un calculator oarecare că are o „memorie operativă de 32768 cuvinte" în care „s-a înregistrat la adresa 15777 informaţia referitoare la valoarea unui material oarecare A".

Prelucrarea de către procesorul central a informaţiilor depozitate în dispozitivele exterioare se face totdeauna prin intermediul memoriei operative sau cel puţin a unui registru. Importanţa memoriei operative constă şi în aceea că procesorul central are acces la orice cuvînt din memorie.

Instrucţiunea este unitatea elementară de program. Ea este formată în principiu din două informaţii distincte:

— o informaţie despre operaţia care trebuie să fie executată de calculator la primirea instrucţiunii respective şi care se numeşte *ordin*;

— o informaţie despre adresele operanzilor care urmează să participe la efectuarea operaţiei indicate în partea de ordin a instrucţiunii respective.

Majoritatea calculatoarelor electronice au instrucţiunea formată dintr-o parte de ordin şi o singură adresă, reprezentînd cel de-al doilea operand. Primul operand se găseşte într-unul din registrele calculatorului, ca rezultat al operaţiei precedente. Acest registru poartă diferite denumiri, în funcţie de constructorul calculatorului, dar în majoritatea cazurilor se numeşte *registru acumulator* (RA).

Exemplu: În cazul calculului unei expresii simple de forma $A \cdot B/C$ se procedează astfel:

1. Se introduc valorile numerice ale datelor problemei în memorie la adrese alese arbitrar, de exemplu:

— la adresa β se introduce valoarea A
— la adresa $(\beta + 1)$ se introduce valoarea B
— la adresa $(\beta + 2)$ se introduce valoarea C.

2. Se alege o altă porţiune din memorie, liberă, pentru introducerea programului. Să presupunem că această porţiune liberă din memorie începe cu adresa α. Programul de calcul va trebui să conţină instrucţiunile din tabela 1.

Întrucît informaţiile conţinute în instrucţiuni trebuie introduse numai sub formă numerică la adresele din memorie indicate în prima coloană, este necesar a se stabili un *cod* care să asocieze fiecărui ordin cîte un număr. Acesta este *codul de instrucţiuni* al calculatorului respectiv şi trebuie menţionat că aceste coduri diferă de la un calculator la altul.

Să presupunem un cod în care operaţiile de mai sus sînt codificate după cum urmează:

citeşte β → 01 – β
înmulţeşte cu $(\beta + 1)$ → 04 – $(\beta + 1)$
împarte la $(\beta + 2)$ → 05 – $(\beta + 2)$
tipăreşte în zecimal → 76 – 00000
stop
stop → 00 – 00000.

Cu acest cod, programul reprezentat în tabela 1 va lua forma:

$$\begin{array}{ll} \alpha & 01 - \beta \\ \alpha + 1 & 04 - (\beta + 1) \\ \alpha + 2 & 05 - (\beta + 2) \\ \alpha + 3 & 76 - 00000 \\ \alpha + 4 & 00 - 00000. \end{array} \qquad (1)$$

Bineînţeles, pentru a lucra efectiv cu acest program, este necesar să precizăm adresele α şi β, unde am convenit să depunem programul, respectiv datele numerice. Să presupunem că am ales $\alpha = 00100$ şi $\beta = 00200$. Programul (1) devine:

$$\begin{array}{ll} 00100 & 01 - 00200 \\ 00101 & 04 - 00201 \\ 00102 & 05 - 00202 \\ 00103 & 76 - 00000 \\ 00104 & 00 - 00000. \end{array} \qquad (2)$$

Evident, în adresele 00200, 00201 şi 00202 putem introduce orice valoare dorim să dăm variabilelor A, B şi C.

Programul scris în (2) se numeşte de obicei *program în cod calculator cu adrese absolute* şi este singura formă de program executabilă. Programul scris în (1) se numeşte *programul în cod calculator cu adrese relative* şi este o fază intermediară

Tabela 1

Adresele din memorie unde sînt depuse instrucţiunile programului	Conţinutul instrucţiunilor		Calculatorul execută
	ordin	adresa celui de-al doilea operand	
1	2	3	4
α	Citeşte	β	Numărul A care se află depus în adresa β este *citit din memorie* şi introdus în registrul acumulator RA
$\alpha + 1$	Înmulţeşte cu	$(\beta+1)$	Conţinutul registrului acumulator RA se înmulţeşte cu conţinutul adresei $(\beta + 1)$ deci se efectuează produsul A.B. Rezultatul rămîne în registrul acumulator RA
$\alpha + 2$	Împarte la	$(\beta+2)$	Conţinutul RA se împarte la conţinutul adresei $(\beta + 2)$, deci se efectuează raportul $A \cdot B/C$, rezultatul rămîne în registrul RA
$\alpha + 3$	Tipăreşte în sistem zecimal	—	Conţinutul RA este scris pe coala de hîrtie de către dispozitivul de imprimare al calculatorului
$\alpha + 4$	Stop	—	Calculatorul este oprit

de elaborare manuală a unui program, neexecutabilă însă sub această formă de către un calculator electronic. Pentru a rezolva problema enunțată în programul (2), de la pupitrul de comandă se dă pornirea calculului pe adresa 00100 la care începe programul. Menționăm că sînt calculatoare ale căror coduri de instrucțiuni prevăd în partea de adresare ambii operanzi. Asupra acestor tipuri de instrucțiuni vom reveni mai tîrziu. Cu aceste precizări, revenim la figura 2 în care se dă o schemă logică simplificată a unui procesor central cu un singur canal de programare :

— Comanda de pornire primită de la pupitru indică blocului 1 adresa de la care începe programul. Blocul 1 extrage din memoria operativă instrucțiunea respectivă din program. După efectuarea acestei operații se trece la blocul următor.

— În blocul 2 instrucțiunea astfel extrasă din memorie este *decodificată*, adică separată în cele două informații despre *ordin* și *adresare*.

— Informația referitoare la ordin este introdusă în blocul 3 care pune în stare activă dispozitivele capabile să execute ordinul respectiv.

— Informația referitoare la adresele operanzilor este introdusă în blocul 4, care, prin acces la memorie, extrage din aceasta operanzii indicați în partea de adresare a instrucțiunii. Procesorul central este în acest moment pregătit să execute instrucțiunea.

— În blocul 5 se execută ordinul. Deosebim mai multe categorii de ordine :

a) ordine de efectuare a unor operații aritmetice sau logice cu operanzii pregătiți în etapele precedente. Rezultatul este păstrat în blocul 6 ;

b) ordine de operare asupra memoriei operative (în acest caz se poate executa datorită legăturii directe dintre blocul 5 și memoria operativă) ; de exemplu înscrierea în memorie, sumă în memorie etc. ;

c) ordine de cuplare a unor dispozitive exterioare prin legătura (selectivă) dintre blocul 5 și interconector ; de exemplu pornirea dispozitivelor de intrare sau ieșire, cuplarea memoriei exterioare etc. ;

d) ordine pentru modificarea ordinei naturale de executare a instrucțiunilor care operează pe legătura dintre blocurile 5 și 7 ; de exemplu ordine de transfer etc.

— În blocul 6 se păstrează rezultatul operației executate.

— În blocul 7 se pregătește procesorul central pentru trecerea la instrucțiunea următoare, fie în ordinea naturală de executare a acestora, fie la adresa indicată de un ordin de modificare a ordinei naturale executat anterior.

Calculul se reia de la blocul 1, care extrage din memorie instrucțiunea următoare din program, și tot astfel execută instrucțiune după instrucțiune, pînă la epuizarea programului, la sfîrșitul căruia trebuie să existe *obligatoriu* o instrucțiune de oprire.

Observație. Blocurile și legăturile logice din schemele reprezentate sînt formale și mult simplificate, corespondentul lor fizic fiind realizat din combinarea unor circuite electronice cu funcțiuni logice elementare. Se pot preconiza multe alte forme de scheme logice pentru procesorul central, în funcție de tipul și destinația calculatorului.

Toate operațiile se desfășoară în procesorul central sub controlul unor dispozitive alcătuind *sistemul de control central*, care urmărește realizarea după anumite criterii și succesiunea normală a operațiilor. Acest sistem de control nu a fost marcat pe figură.

Totalitatea circuitelor capabile să efectueze operațiile aritmetice și logice cuprinse în codul de instrucțiuni se numește de obicei *sistemul aritmetic și logic* al calculatorului respectiv și reprezintă de fapt corespondentul fizic al blocului funcțional nr. 5 din figura 2.

Determinarea momentelor static nedeterminate produse de precomprimare la grinzile continue

Ing. Ed. Ionescu, ing. Gh. Pick

Sistemele static nedeterminate precomprimate, și în special grinzile continue, sînt soluții din ce în ce mai întrebuințate la construcția podurilor de șosea și cale ferată precum și la construcția grinzilor de rulare a podurilor rulante. Ele prezintă soluții adecvate, atît din punct de vedere economic (consum redus de oțel și ciment), cît și din punct de vedere estetic.

O dificultate în calculul acestor grinzi o constituie stabilirea momentelor static nedeterminate datorită precomprimării. Prezentul articol își propune expunerea unei metode de calcul ce reduce mult volumul de muncă pentru determinarea acestor momente. El se referă, atît la grinzile continue cu moment de inerție constant, cît și la cele cu moment de inerție variabil.

1. ACȚIUNEA UNUI TRONSON DE CABLU ASUPRA UNEI GRINZI SIMPLU REZEMATE CU MOMENT DE INERȚIE VARIABIL

În [6] se arată pe larg că un tronson de cablu are aceeași acțiune asupra grinzii simplu rezemate ca și un tandem de momente $M = F \times e$, amplasate la cele două capete ale tronsonului, făcîndu-se aproximația, acceptabilă pentru cazurile curente, că pe tronsonul considerat, atît forța de precomprimare F, cît și excentricitatea cablului e sînt constante. Pe reazem tronsonul de cablu, ca și tandemul de momente, vor da rotirile (fig. 1):

$$\begin{aligned} \varphi' &= \frac{1}{l}\int_0^l \frac{M_{Ix}}{EI_x}\, x'\, dx - \frac{1}{l}\int_0^l \frac{M_{\mathrm{II}x}}{MI_x}\, x'\, dx \\ \varphi'' &= \frac{1}{l}\int_0^l \frac{M_{Ix}}{EI_x}\, x\, dx - \frac{1}{l}\int_0^l \frac{M_{\mathrm{II}x}}{EI_x}\, xdx \end{aligned} \qquad (1)$$

în care M_{Ix} și M_{IIx} reprezintă momentul în secțiunea x cînd în I și respectiv în II acționează momentul $M = F \times e$. Întrucît diagramele de momente corespunzătoare tandemului (fig. 1 c și 1 d) sînt egale și de semn contrar pe toată lungimea grinzii, în afara tronsonului „a”, ecuațiile (1) se pot scrie sub forma :

$$\begin{aligned} \varphi' &= \frac{1}{l}\int_{\mathrm{I}}^{\mathrm{II}} \frac{M_{\mathrm{I}x}}{EI_x}\, x'dx - \frac{1}{l}\int_{\mathrm{I}}^{\mathrm{II}} \frac{M_{\mathrm{II}x}}{EI_x}\, x'dx \\ \varphi'' &= \frac{1}{l}\int_{\mathrm{I}}^{\mathrm{II}} \frac{M_{\mathrm{I}x}}{EI_x}\, xdx - \frac{1}{l}\int_{\mathrm{I}}^{\mathrm{II}} \frac{M_{\mathrm{II}x}}{EI_x}\, xdx. \end{aligned} \qquad (1\ a)$$

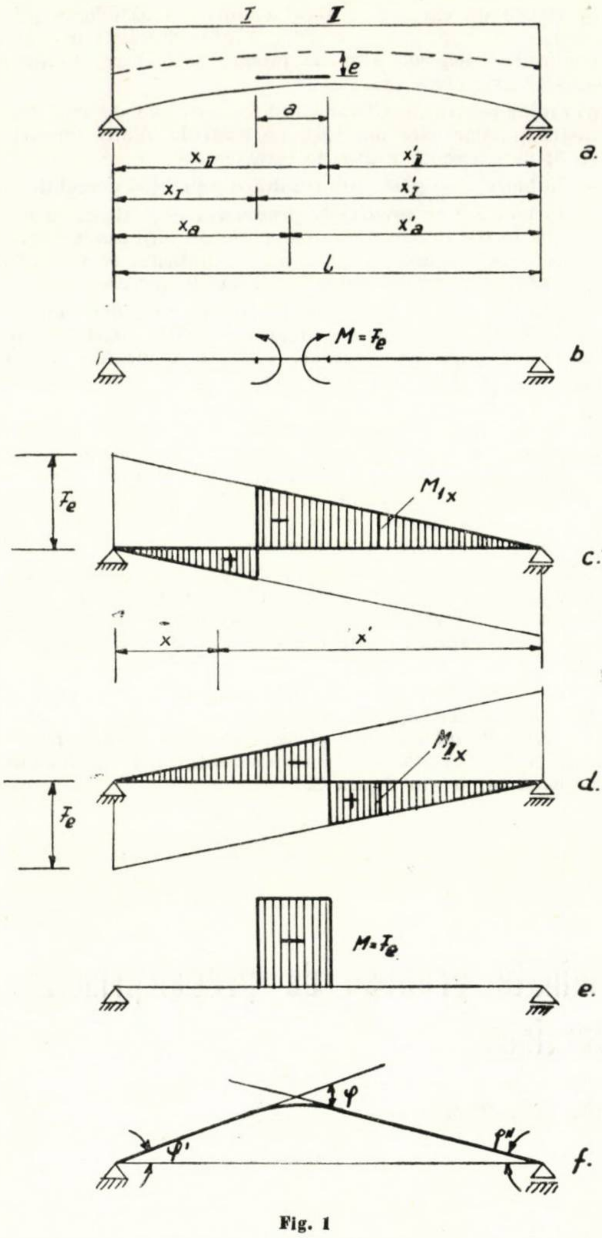


Fig. 1

În practică se poate considera că pe tronsonul „a" momentul de inerție I_x este constant și-l vom nota cu I_a deci:

$$\varphi' = \frac{1}{lEI_a}\left[\int_{I}^{II} M_{Ix}\, x' dx - \int_{I}^{II} M_{IIx}\, x' dx\right]$$

$$\varphi'' = \frac{1}{lEI_a}\left[\int_{I}^{II} M_{Ix}\, x dx - \int_{I}^{II} M_{II\,x}\, x dx\right] \qquad (1\text{ b})$$

Din figurile 1 c și 1 d rezultă

$$M_{Ix} = -\,M\frac{x'}{l} = -\,M\frac{l-x}{l} \text{ și } M_{IIx} = M\frac{x}{l}.$$

Introducînd în (1b) și efectuînd integralele rezultă:

$$\varphi' = \frac{M}{EI_a}\,\frac{a}{l}\,x'_a$$

$$\varphi'' = \frac{M}{EI_a}\,\frac{a}{l}\,x_a \qquad (2)$$

în care x_a și x'_a sînt distanțele mijloacelor tronsonului la reazeme.

Pentru calculul practic se împarte de obicei traveea în 10 tronsoane egale. Considerînd deci $M = 1$ și $a = 0{,}1 \times l$ putem scrie liniile de influență ale rotirilor pe reazeme cu formulele:

$$\varphi' = \frac{1}{EI_a}\,\frac{x'_a}{10}$$

$$\varphi'' = \frac{1}{EI_a}\,\frac{x_a}{10}. \qquad (2\text{ a})$$

De multe ori anumite cabluri sînt oprite în interiorul unui tronson, lungimea acestuia fiind $a' < a$. În acest caz rotirile pe reazem pentru acest tronson se pot deduce din aceleași linii de influență stabilite pentru toate cablurile, valorile multiplicîndu-se doar cu raportul $\frac{a'}{a}$.

2. GRINDA CONTINUĂ (fig. 2)

În [4] se arată că pentru calculul momentului pe reazemul m al unei grinzi continue cu n deschideri avem:

$$\varphi_{mm} M_m + \varphi_{mA} = 0 \qquad (3)$$

în care φ_{mm} este rotirea pe reazemul m, cînd în m acționează momentul unitar $M = 1$ și are valoarea:

$$\varphi_{mm} = \frac{\beta_m \times c_m \times l_m}{b_m\,(l_m - a_m)} = \frac{\beta_{m+1} \times c_{m+1} \times l_{m+1}}{a_{m+1}\,(l_{m+1} - b_{m+1})}.$$

iar φ_{mA} rotirea pe reazemul m, cînd în A acționează momentul $M = 1$.

Aplicînd această ecuație la tandemul de momente ce ne interesează, vom avea:

$$\varphi_{mm} \times M_m + \varphi_{mI} + \varphi_{mII} = 0. \qquad (3\text{ a})$$

Se poate scrie conform teoremei lui Maxwell că suma rotirilor, produsă în m de momentele $M = 1$, aplicate în I și II, este egală cu suma rotirilor din I și II, datorită unui moment încovoietor $M_m = 1$, aplicat în m, deci:

$$\varphi_{mI} + \varphi_{mII} = \varphi_{Im} + \varphi_{IIm}. \qquad (4)$$

Transmițînd $\mathcal{M}_m = 1$ aplicat în m prin puncte fixe, se poate înlocui acțiunea lui asupra secțiunilor I și II, considerate în deschiderea r cu acțiunea momentelor $\mathcal{M}_{r-1}$ și $\mathcal{M}_r$ aplicate la capetele acestei deschideri considerate ca simplu rezemate și deci

$$\varphi_{Im} + \varphi_{IIm} = \mathcal{M}_{r-1}\,(\varphi_{I,r-1} + \varphi_{II,r-1}) + \mathcal{M}_r\,(\varphi_{Ir} + \varphi_{IIr}), \qquad (5)$$

în care $\varphi_{I,r-1}$, $\varphi_{II,r-1}$ și φ_{Ir}, φ_{IIr} reprezintă rotirile în I și II produse de momentele $\mathcal{M}_{r-1} = 1$ și respectiv $\mathcal{M}_r = 1$.

Conform teoremei reciprocității rotirilor, putem scrie că:

$$\varphi_{mI} + \varphi_{mII} = \mathcal{M}_{r-1}\,(\varphi_{r-1,I} + \varphi_{r-1,II}) + \mathcal{M}_r\,(\varphi_{rI} + \varphi_{rII}), \qquad (5\text{ a})$$

în care ținînd seama de (1) vom avea:

$$\varphi_{mI} + \varphi_{mII} = \mathcal{M}_{r-1}\,\varphi'_r + \mathcal{M}_r\,\varphi''_r. \qquad (5\text{ b})$$

Înlocuind în (3 a) și ținînd seamă de valorile lui φ_{mm}, se obțin formulele care ne dau ordonatele liniei de influență a momentului încovoietor M_m:

— dacă tandemul de momente parcurge deschiderile din dreapta reazemului m:

$$M' = -\,\frac{a_{m+1}\,(l_{m+1} - b_{m+1})}{\beta_{m+1} \times c_{m+1} \times l_{m+1}}\,(\varphi'_r\,\mathcal{M}_{r-1} + \varphi''_r\,\mathcal{M}_r); \qquad (6\text{ a})$$

— dacă tandemul de momente parcurge deschiderile din stînga reazemului m:

$$M'' = -\,\frac{b_m\,(l_m - a_m)}{\beta_m \times c_m \times l_m}\,(\varphi'_r\,\mathcal{M}_{r-1} + \varphi''_r\,\mathcal{M}_r). \qquad (6\text{ b})$$

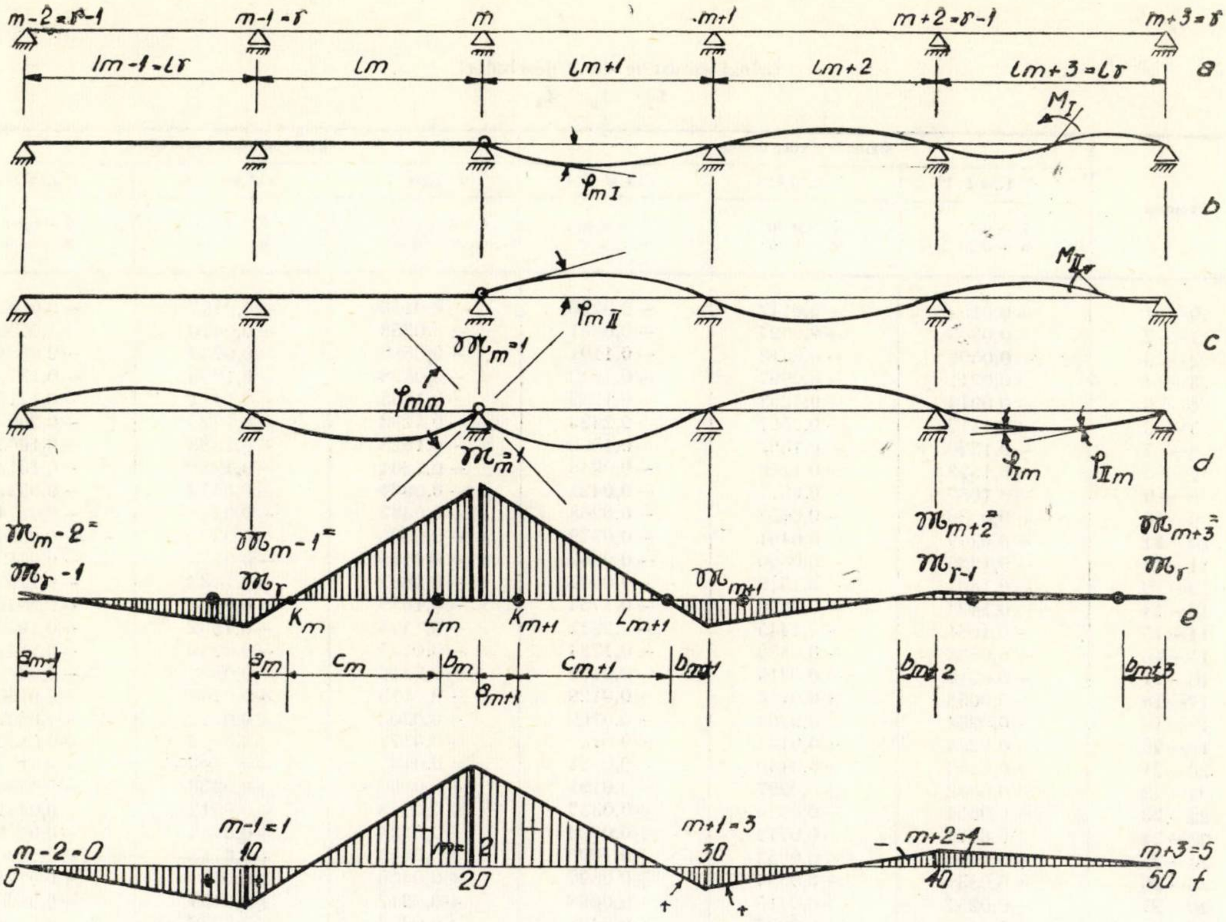

m-2=r-1
m-1=r
m
m+1
m+2=r-1
m+3=r
lm-1=lr
lm
lm+1
lm+2
lm+3=lr
a
M_I
φ_{mI}
b
M_{II}
φ_{mII}
c
$\mathfrak{M}_m=1$
φ_{mm}
$\mathfrak{M}_m=1$
φ_{Im}
φ_{IIm}
d
$\mathfrak{M}_{m-2}=$
$\mathfrak{M}_{r-1}$
$\mathfrak{M}_{m-1}=$
$\mathfrak{M}_r$
K_m
L_m
K_{m+1}
L_{m+1}
$\mathfrak{M}_{m+1}$
$\mathfrak{M}_{m+2}=$
$\mathfrak{M}_{r-1}$
$\mathfrak{M}_{m+3}=$
$\mathfrak{M}_r$
e
a_{m-1}
a_m
c_m
b_m
a_{m+1}
c_{m+1}
b_{m+1}
b_{m+2}
b_{m+3}
m-2=0
0
m-1=1
10
m=2
20
m+1=3
30
m+2=4
40
m+3=5
50
f

Fig. 2

Tabela 1

Grinzi continue cu moment de inerție constant cu 2 și 3 deschideri

	Tronson	0 — 1	9 — 10	10 — 11	19 — 20	20 — 21	29 — 30
$l_1 : l_2$	l : 1,0 l	−0,0075	−0,1425	−0,1425	−0,0075		
	l : 1,1 l	−0,0071	−0,1357	−0,1493	−0,0078		
	l : 1,2 l	−0,0068	−0,1295	−0,1554	−0,0082		
	l : 1,3 l	−0,0065	−0,1239	−0,1611	−0,0085		
	l : 1,4 l	−0,0062	−0,1187	−0,1662	−0,0087		
	l : 1,5 l	−0,0060	−0,1140	−0,1710	−0,0090		
	l : 1,6 l	−0,0057	−0,1096	−0,1754	−0,0092		
	l : 1,7 l	−0,0056	−0,1056	−0,1794	−0,0094		
	l : 1,8 l	−0,0053	−0,1018	−0,1832	−0,0096		
	l : 1,9 l	−0,0052	−0,0983	−0,1867	−0,0098		
	l : 2,0 l	−0,0050	−0,0950	−0,1900	−0,0100		
	l : 2,5 l	−0,0043	−0,0814	−0,2036	−0,0107		
$l_1 : l_2 : l_3$	l : 0,4 l : l	−0,0109	−0,2078	−0,0825	+0,0075	+0,0297	+0,0016
	l : 0,5 l : l	−0,0103	−0,1954	−0,0968	+0,0111	+0,0326	+0,0017
	l : 0,6 l : l	−0,0097	−0,1846	−0,1097	+0,0150	+0,0346	+0,0018
	l : 0,7 l : l	−0,0092	−0,1751	−0,1212	+0,0188	+0,0360	+0,0019
	l : 0,8 l : l	−0,0088	−0,1665	−0,1317	+0,0226	+0,0370	+0,0019
	l : 0,9 l : l	−0,0084	−0,1589	−0,1412	+0,0263	+0,0376	+0,0020
	l : 1,0 l : l	−0,0080	−0,1520	−0,1500	+0,0300	+0,0380	+0,0020
	l : 1,1 l : l	−0,0077	−0,1457	−0,1581	+0,0335	+0,0382	+0,0020
	l : 1,2 l : l	−0,0074	−0,1399	−0,1655	+0,0369	+0,0382	+0,0020
	l : 1,3 l : l	−0,0071	−0,1347	−0,1724	+0,0403	+0,0380	+0,0020
	l : 1,4 l : l	−0,0068	−0,1298	−0,1789	+0,0434	+0,0379	+,00020
	l : 1,5 l : l	−0,0066	−0,1253	−0,1849	+0,0465	+0,0376	+0,0020
	l : 1,6 l : l	−0,0064	−0,1211	−0,1906	+0,0494	+0,0372	+0,0020
	l : 1,7 l : l	−0,0061	−0,1157	−0,1959	+0,0522	+0,0369	+0,0019
	l : 1,8 l : l	−0,0060	−0,1135	−0,2009	+0,0549	+0,0365	+0,0019
	l : 1,9 l : l	−0,0058	−0,1101	−0,2055	+0,0575	+0,0361	+0,0019
	l : 2,0 l : l	−0,0056	−0,1069	−0,2100	+0,0600	+0,0356	+0,0019

Tabela 2

Grinzi continue cu 3 deschideri

$l_1 : l_2 : l_3$

Tronson	Grinzi cu vute drepte			Grinzi cu vute parabolice		
	$l : 1{,}35\, l : l$	$l : 1{,}40\, l : l$	$l : 1{,}45\, l : l$	$l : 1{,}35\, l : l$	$l : 1{,}40\, l : l$	$l : 1{,}45\, l : l$
	$\lambda = 0{,}20$ $n = 0{,}20$	$\lambda = 0{,}30$ $n = 0{,}10$	$\lambda = 0{,}40$ $n = 0{,}05$	$\lambda = 0{,}30$ $n = 0{,}10$	$\lambda = 0{,}40$ $n = 0{,}05$	$\lambda = 0{,}50$ $n = 0{,}05$
0— 1	−0,0102	−0,0142	−0,0220	−0,0118	−0,0157	−0,0197
1— 2	−0,0305	−0,0427	−0,0661	−0,0353	−0,0470	−0,0590
2— 3	−0,0508	−0,0712	−0,1101	−0,0588	−0,0784	−0,0984
3— 4	−0,0711	−0,0997	−0,1542	−0,0823	−0,1098	−0,1377
4— 5	−0,0914	−0,1282	−0,1982	−0,1058	−0,1411	−0,1717
5— 6	−0,1117	−0,1567	−0,2423	−0,1293	−0,1725	−0,2057
6— 7	−0,1320	−0,1852	−0,1599	−0,1528	−0,1883	−0,1663
7— 8	−0,1523	−0 1260	−0,0745	−0,1604	−0,1230	−0,1012
8 —9	−0,1057	−0,0617	−0,0421	−0,0934	−0,0573	−0,0537
9—10	−0,0536	−0,0358	−0,0268	−0,0382	−0,0241	−0,0274
10—11	−0,0709	−0,0491	−0,0379	−0,0505	−0,0330	−0,0389
11—12	−0,1336	−0,0800	−0,0562	−0,1175	−0,0743	−0,0719
12—13	−0,1807	−0,1519	−0,0917	−0,1887	−0,1483	−0,1255
13—14	−0,1434	−0,2010	−0,1754	−0,1635	−0,2045	−0,1846
14—15	−0,1061	−0,1445	−0,2212	−0,1195	−0,1592	−0,1920
15—16	−0,0688	−0,0880	−0,1284	−0,0755	−0,0970	−0,1141
16—17	−0,0315	−0,0315	−0,0199	−0,0316	−0,0322	−0,0248
17—18	+0,0058	+0,0148	+0,0129	+0,0113	+0,0143	+0,0150
18—19	+0,0264	+0,0208	+0,0169	+0,0263	+0,0192	+0,0202
19—20	+0,0224	+0,0184	+0,0155	+0,0171	+0,0123	+0,0152
20—21	+0,0194	+0,0149	+0,0121	+0,0147	+0,0100	+0,0119
21—22	+0,0382	+0,0257	+0,0191	+0,0306	+0,0238	+0,0234
22—23	+0,0551	+0,0526	+0,0337	+0,0618	+0,0512	+0,0441
23—24	+0,0477	+0,0772	+0,0724	+0,0589	+0,0784	+0,0725
24—25	+0,0404	+0,0653	+0,1096	+0,0498	+0,0718	+0,0896
25—26	+0,0331	+0,0535	+0,0897	+0,0408	+0,0587	+0,0771
26—27	+0,0257	+0,0416	+0,0698	+0,0317	+0,0457	+0,0600
27—28	+0,0184	+0,0297	+0,0498	+0,0226	+0,0326	+0,0429
28—29	+0,0110	+0,0178	+0,0299	+0,0136	+0,0196	+0,0257
29—30	+0,0037	+0,0059	+0,0100	+0,0045	+0,0065	+0,0086

Formulele (6) pentru grinzile cu moment de inerţie constant, ţinînd seamă şi de valorile rotirilor din (2), devin :

$$M' = -\frac{a_{m+1}(l_{m+1} - b_{m+1})}{c_{m+1} \times l_{m+1}^2} \frac{6}{10} (x'_a \mathfrak{M}_{r-1} + x_a \mathfrak{M}_r) \quad (7\text{ a})$$

respectiv

$$M'' = -\frac{b_m (l_m - a_m)}{c_m \times l_m^2} \frac{6}{10} (x'_a \mathfrak{M}_{r-1} + x_a \mathfrak{M}_r). \quad (7\text{ b})$$

Tabela 3

Deschiderea A — B

Tronson	K_1	$\frac{I_r}{I_a}$	x_a	$\eta = M\,AB$
0— 1	−0,014265	1,00000	3	−0,0428
1— 2		0,80861	9	−0,1038
2— 3		0,61905	15	−0,1325
3— 4		0,39765	21	−0,1191
4— 5		0,26847	27	−0,1034
5— 6		0,18541	33	−0,0873
6— 7		0,11675	39	−0,0650
7— 8		0,07565	45	−0,0486
8— 9		0,04924	51	−0,0358
9—10		0,03192	57	−0,0260

3. TABELE

Pentru grinzile continue cu moment de inerţie constant şi variabil, la care se respectă rapoartele de deschideri şi de momente de inerţie din [3] şi [5], s-au întocmit tabele, utilizîndu-se formulele de mai sus.

Întrucît valorile liniilor de influenţă pentru grinzile cu moment de inerţie constant sînt liniare, în tabela 1 (pentru grinzi continue cu 2 şi 3 deschideri, cu moment de inerţie constant) s-au dat valorile acestor linii de influenţă în dreptul mijloacelor primului şi ultimului tronson din fiecare deschidere.

În tabela 2 (pentru grinzi cu 3 deschideri, cu moment de inerţie variabil) s-au dat valorile liniilor de influenţă în dreptul mijlocului fiecărui tronson, întrucît pe porţiunile cu vute valorile nu mai variază liniar *).

În aceste tabele s-au utilizat notaţiile din [5] şi anume :

$$\lambda = \frac{\text{lungimea vutei}}{\text{deschidere}}; \quad n = \frac{I_r}{I_s} = \frac{I\ \text{minim}}{I\ \text{reazem}}.$$

De asemenea, s-a respectat şi notaţia secţiunilor, împărţindu-se deschiderile în 10 tronsoane egale, numerotate 0—10; 10—20 etc.

4. EXEMPLU DE CALCUL

Pentru grinzile care nu respectă legile de variaţie a momentelor de inerţie din [5], este necesar a se întocmi linii de influenţă, atît pentru sarcinile mobile, cît şi pentru cele provenite din precomprimare.

---

*) Autorii au întocmit şi pot pune la dispoziţie tabele cu liniile de influenţă pentru grinzi continue, cu moment de inerţie constant, cu 4 şi 5 deschideri, şi pentru grinzi continue, cu moment de inerţie variabil, cu 2 şi 4 deschideri.

Tabela 4 a

Deschiderea B – C

(10 diviziuni)

Tronson	α	x_a	αx_a	x_a'	$x_a' - \alpha x_a$	$\frac{I_r}{I_\alpha}$	K_2	$\eta = M_{BC}$
10–11	0,68301	6	– 4,09806	114	109,90194	0,03725	– 0,014813	– 0,0606
11–12		18	– 12,29418	102	89,70582	0,08949		– 0,1189
12–13		30	– 20,49030	90	69,50970	0,20610		– 0,2122
13–14		42	– 28,68642	78	49,31358	0,43782		– 0,3198
14–15		54	– 36,88254	66	29,11746	0,87113		– 0,3756
15–16		66	– 45,07866	54	8,92134	0,87113		– 0,1512
16–17		78	– 53,27478	42	– 11,27478	0,43782		+0,0731
17–18		90	– 61,47090	30	– 31,47090	0,20610		+0,0961
18–19		102	– 69,66702	18	– 51,66702	0,08949		+0,0685
19–20		114	– 77,86314	6	– 71,86314	0,03725		+0,0397

Tabela 4 b

Deschiderea B – C

(20 diviziuni)

Tronson	α	x_a	$\alpha \cdot x_a$	x_a'	$x_a' - \alpha x_a$	$\frac{I_r}{I_a}$	K_2'	$\eta' = M_{BC}$
10–10′	– 0,68301	3	– 2,04903	117	114,95097	0,03192	– 0,0074065	– 0,0272
10′–11		9	– 6,14709	111	104,85291	0,04924		– 0,0382
11–11′		15	– 10,24515	105	94,75485	0,07565		– 0,0531
11′–12		21	– 14,34321	99	84,65679	0,11675		– 0,0732
12–12′		27	– 18,44127	93	74,55873	0,18541		– 0,1024
12′–13		33	– 22,53933	87	64,46067	0,26847		– 0,1282
13–13′		39	– 26,63739	81	54,36261	0,39765		– 0,1601
13′–14		45	– 30,73545	75	44,26455	0,61905		– 0,2030
14–14′		51	– 34,83351	69	34,16649	0,80861		– 0,2046
14′–15		57	– 38,93157	63	24,06843	1,00000		– 0,1783
15–15′		63	– 43,02963	57	13,97037	1,00000		– 0,1035
15′–16		69	– 47,12769	51	3,87231	0,80861		– 0,0232
16–16′		75	– 51,22575	45	– 6,22575	0,61905		+0,0285
16′–17		81	– 55,32381	39	– 16,32381	0,39765		+0,0481
17–17′		87	– 59,42187	33	– 26,42187	0,26847		+0,0525
17′–18		93	– 63,51993	27	– 36,51993	0,18541		+0,0502
18–18′		99	– 67,61799	21	– 46,61799	0,11675		+0,0403
18′–19		105	– 71,71605	15	– 56,71605	0,07565		+0,0318
19–19′		111	– 75,81411	9	– 66,81411	0,04924		+0,0244
19′–20		117	– 79,91217	3	– 76,91271	0,03192		+0,0182

Pentru exemplificarea modului de calcul al liniei de influenţă a momentului pe reazem, într-o grindă continuă cu moment de inerţie variabil, s-a ales grinda din figura 3, la care vuta are o creştere parabolică, placa inferioară o creştere liniară, iar cea superioară este constantă.

Calculul valorilor liniei de influenţă, în prezentul exemplu, se face în două ipoteze şi anume :

— fiecare deschidere se împarte în zece tronsoane, deci pe deschiderile marginale vor avea o lungime de 6 m, iar pe deschiderea centrală de 12,00 m ;

— deschiderile marginale se împart în 10 tronsoane, iar deschiderea centrală în 20 tronsoane, toate tronsoanele fiind de 6,00 m lungime.

Pentru calcul sînt necesare următoarele elemente, care se extrag din calculul liniilor de influenţă pentru sarcini mobile, ce s-au întocmit anterior :

Pentru deschiderea AB :

$$a_1 = 0 \quad b_1 = 17{,}544 \text{ m} \quad c_1 = 42{,}456 \text{ m} \quad \beta_1 = \frac{2{,}89680}{EI_r}.$$

Tabela 5

Deschiderea C – D

Tronsonul	K_3	$\frac{I_r}{I_a}$	x_a'	$\eta = M_{CD}$
20–21	0,0097432	0,03192	57	+0,0177
21–22		0,04924	51	+0,0247
22–23		0,07565	45	+0,0332
23–24		0,11675	39	+0,0444
24–25		0,18541	33	+0,0596
25–26		0,26847	27	+0,0706
26–27		0,39765	21	+0,0814
27–28		0,61905	15	+0,0905
28–29		0,80861	9	+0,0709
29–30		1,00000	3	+0,0292

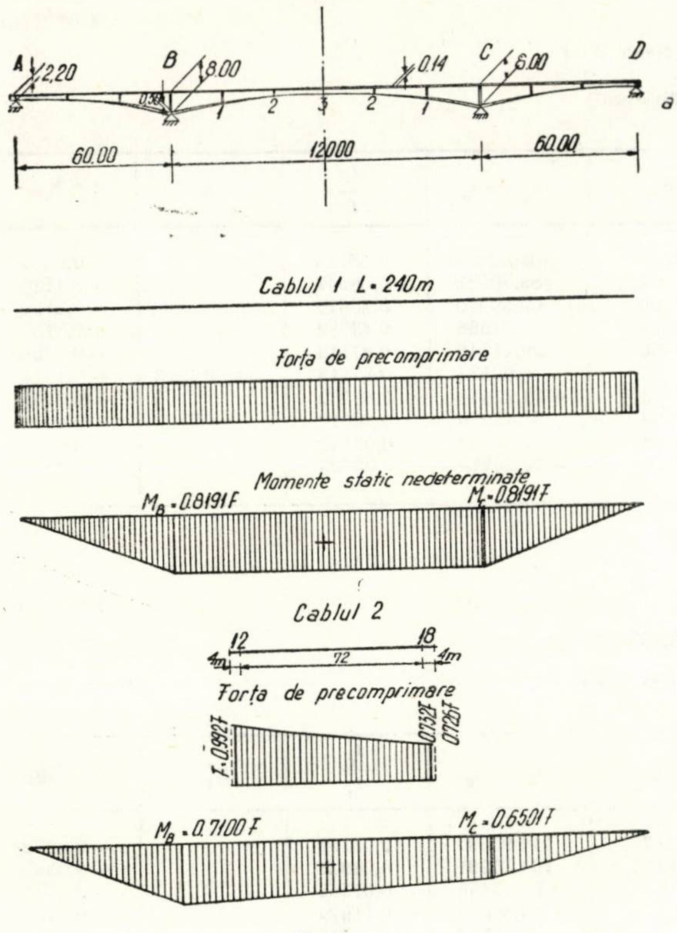

A
2,20
B
8,00
0,30
0,14
C
6,00
D
1
2
3
2
1
60,00
120,00
60,00
a)
Cablul 1 L = 240m
Forţa de precomprimare
Momente static nedeterminate
$M_B = 0,8191F$
$M_C = 0,8191F$
Cablul 2
12
18
4m
72
4m
Forţa de precomprimare
F·0,0992F
0,7332F
0,7726F
$M_B = 0,7100F$
$M_C = 0,6501F$

Fig. 3

Ordonatele liniei de influenţă a momentului din B se calculează cu formulele (6) :

Pentru deschiderea AB :

$$M_{AB} = -\frac{b_1(l_1 - a_1)}{\beta_1 \times c_1 \times l_1}(\varphi_1' \mathfrak{M}_A + \varphi_1'' \mathfrak{M}_B),$$

în care, în afară de valorile a_1 ; b_1 ; c_1 şi β_1, arătate mai sus, vom avea : $\mathfrak{M}_A = 0$ $\mathfrak{M}_B = 1$ şi $\varphi_1'' = \frac{1}{EI_a}\frac{x}{10}$.

Pentru deschiderea BC :

$a_2 = b_2 = 48,699$ m $c_2 = 22,602$ m $\beta_2 = \frac{8,97440}{EI_r}$.

Pentru deschiderea CD :

$a_3 = 17,544$ m $b_3 = 0$ $c_3 = 42,456$ m $\beta_3 = \frac{2,89680}{EI_r}$.

Tabela 6

Calculul momentelor $M_C = M_B$ din cablul 1

Tronson	e	η	forţa	e × η × forţa
0–1	−1,114	−0,0428	F	+0,0477 F
1–2	−1,056	−0,1038	F	+0,1096 F
2–3	−0,944	−0,1325	F	+0,1251 F
3–4	−0,764	−0,1191	F	+0,0888 F
4–5	−0,506	−0,1034	F	+0,0523 F
5–6	−0,164	−0,0873	F	+0,0143 F
6–7	+0,275	−0,0650	F	−0,0179 F
7–8	+0,825	−0,0486	F	−0,0401 F
8–9	+1,515	−0,0358	F	−0,0542 F
9–10	+2,270	−0,0260	F	−0,0590 F
10–11	+1,985	−0,0606	F	−0,1203 F
11–12	+0,580	−0,1189	F	−0,0690 F
12–13	−0,312	−0,2122	F	+0,0662 F
13–14	−0,834	−0,3198	F	+0,2667 F
14–15	−1,072	−0,3756	F	+0,4026 F
15–16	−1,072	−0,1512	F	+0,1621 F
16–17	−0,834	+0,0731	F	−0,0610 F
17–18	−0,312	+0,0961	F	−0,0300 F
18–19	+0,580	+0,0685	F	+0,0397 F
19–20	+1,985	+0,0397	F	+0,0788 F
20–21	+2,270	+0,0177	F	+0,0402 F
21–22	+1,515	+0,0247	F	+0,0374 F
22–23	+0,825	+0,0332	F	+0,0274 F
23–24	+0,275	+0,0444	F	+0,0122 F
24–25	−0,164	+0,0596	F	−0,0098 F
25–26	−0,506	+0,0706	F	−0,0357 F
26–27	−0,764	+0,0811	F	−0,0622 F
27–28	−0,944	+0,0905	F	−0,0854 F
28–29	−1,056	+0,0709	F	−0,0749 F
29–30	−1,114	+0,0292	F	−0,0325 F

$M_B = M_C = \Sigma e \times \eta \times$ forţa $= +\ 0,8191\ F$

Fig. 4

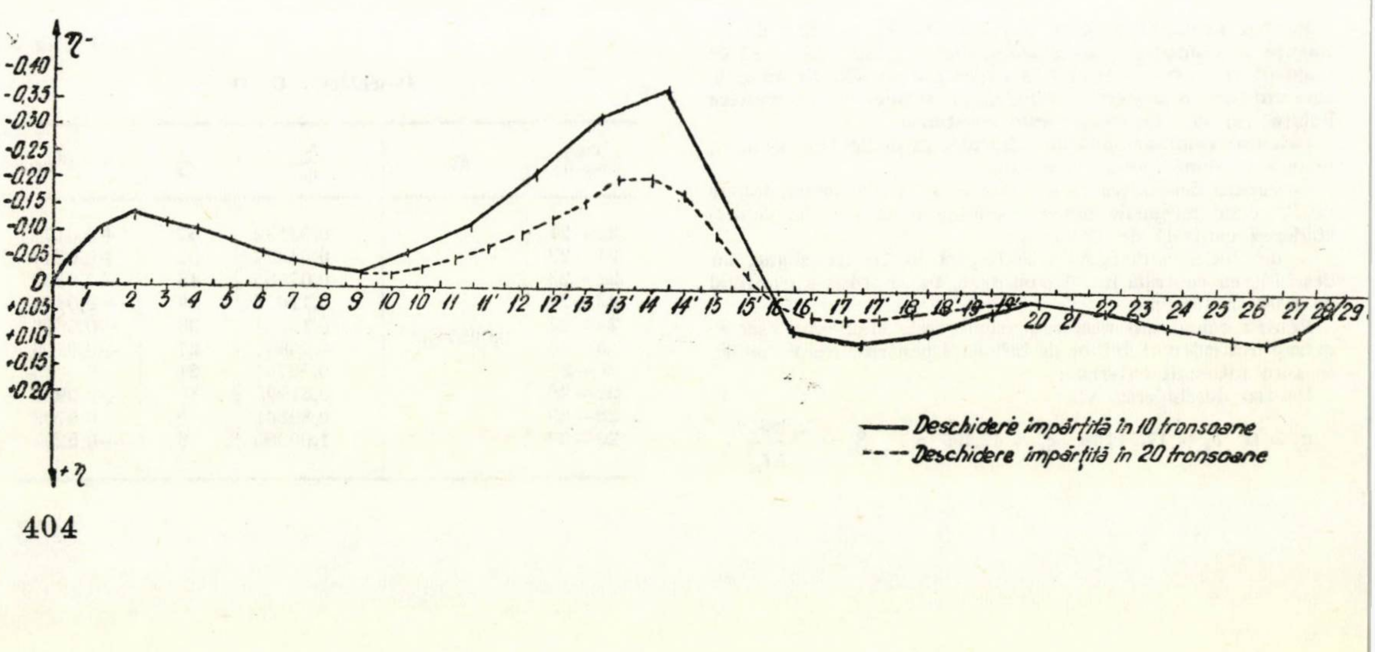


Tabela 7

Caleulul momentelor M_B şi M_C din cablul 2

Tronson	e	Forţa	M_B		M_C	
			η	$e \times \eta \times$ forţa	η	$e \times \eta \times$ forţa
11—12	+0,357	0,992 F	$-0{,}1812 \times \frac{1}{3}$	$-0{,}0214\ F$	$+0{,}0777 \times \frac{1}{3}$	$+0{,}0092\ F$
12—13	−0,312	0,961 F	−0,2122	$+0{,}0636\ F$	+0,0961	$-0{,}0288\ F$
13—14	−0,834	0,916 F	−0,3198	$+0{,}2443\ F$	+0,0731	$-0{,}0558\ F$
14—15	−1,072	0,873 F	−0,3756	$+0{,}3515\ F$	−0,1512	$+0{,}1415\ F$
15—16	−1,072	0,840 F	−0,1512	$+0{,}1362\ F$	−0,3756	$+0{,}3382\ F$
16—17	−0,834	0,793 F	+0,0731	$-0{,}0483\ F$	−0,3198	$+0{,}2115\ F$
17—18	−0,312	0,756 F	+0,0961	$-0{,}0227\ F$	−0,2122	$+0{,}0501\ F$
18—19	+0,357	0,732 F	$+0{,}0777 \times \frac{1}{3}$	$+0{,}0068\ F$	$-0{,}1812 \times \frac{1}{3}$	$-0{,}0158\ F$
			$M_B = +\ 0{,}7100\ F$		$M_C = +\ 0{,}6501\ F$	

Deci:

$$M_{AB} = -0{,}014265 \frac{I_r}{I_a} x_a = K_1 \frac{I_r}{I_a} x_a = \eta\,. \qquad (8)$$

Pentru deschiderea BC (10 tronsoane)

$$M_{BC} = -\frac{a_2(l_2-b_2)}{\beta_2 \times c_2 \times l_2}(\varphi_2' \mathfrak{M}_B + \varphi_2'' \mathfrak{M}_c)\,, \qquad (9)$$

în care, pe lîngă valorile a_2; b_2; c_2 şi β_2, avem: $\mathfrak{M}_B = 1$ şi $\mathfrak{M}_c = -0{,}68301$ (transmis prin puncte fixe).
Deci:

$$M_{BC} = -\ 0{,}014813\ \frac{I_r}{I_a}(x_a' - 0{,}68301 x_a) = K_2 \frac{I_r}{I_a}(x_a' - \alpha\, x_a). \qquad (9\ a)$$

Pentru deschiderea BC (20 tronsoane) se întrebuinţează tot formula (6 a) în care:

$$\mathfrak{M}_B = 1 \text{ şi } \mathfrak{M}_C = -0{,}68301\,;\ \varphi_2' = \frac{I}{EIa}\frac{x_a'}{20} \text{ şi } \varphi_2'' = \frac{1}{EI_a}\frac{x_a}{20}\,.$$

Deci:

$$M_{BC} = -0{,}0074065 \frac{I_r}{I_a}(x_a' - 0{,}68301\ x_a) = K_2' \frac{I_r}{I_a}(x_a' - \alpha\, x_a). \qquad (9\ b$$

Pentru deschiderea CD, întrebuinţăm tot formula (6 a), în care, în afara valorilor a_3; b_3; c_3 şi β_3, avem:

$$\mathfrak{M}_C = -\ 0{,}68301 \qquad \mathfrak{M}_D = 0 \text{ şi } \varphi_3' = \frac{1}{EI_a}\frac{x_a'}{10}\,.$$

Deci:

$$M_{CD} = 0{,}0097432 \frac{I_r}{I_a} x_a' = k_3 \frac{I_r}{I_a} x_a'\,. \qquad (10)$$

Formulele de calcul (8), (9a), (9b) şi (10) se pot sistematiza sub formă de tabele (tabelele 3, 4a, 4b şi 5).

Valorile şi forma liniei de influenţă se văd în figura 4.

Pentru calculul momentului pe cele două reazeme B şi C, s-au ales două cabluri şi anume:

— un cablu continuu pe toată lungimea grinzii, amplasat la o distanţă constantă de placa superioară, cu efort constant în lungul său (tabela 6);

— un cablu de 80 m lungime, amplasat la aceeaşi distanţă de placa superioară ca şi cablul 1 simetric faţă de mijlocul deschiderii centrale, deci cuprins între antretoazele 1; la acest cablu, forţa nu este constantă ci se ţine seamă de frecări, întinderea făcîndu-se dinspre reazemul *B*; datorită acestui lucru momentele static nedeterminate pe reazemele B şi C sînt diferite (tabela 7 şi fig. 3 c).

La calculul momentelor din aceste două cabluri, s-a considerat excentricitatea negativă (momente negative pe grinda static determinată), atunci cînd cablul este amplasat sub axa neutră a grinzii.

Din tabelele 6 şi 7 se observă că, după ce s-a stabilit linia de influenţă, momentele pe reazeme sînt simplu de calculat, fie pentru cablul rezultant, fie pentru fiecare cablu în parte. De asemenea, pînă la definitivarea traseului optim al cablurilor, se poate modifica extrem de uşor orice traseu de cablu sau forţă în cablu. În schimb, metoda cunoscută pînă acum impunea calculul momentului, urmînd practic acelaşi raţionament amintit mai sus, prin calculul direct al rotirilor grinzii simplu rezemate, după care, prin egalarea lor pe reazemele intermediare, se obţineau momentele, fie pentru cablul rezultat, fie pentru fiecare cablu în parte. Orice schimbare de traseu sau de forţă a unui cablu impunea refacerea rotirilor pe reazeme, pentru aflarea momentelor.

Din cele de mai sus, rezultă clar avantajele metodei expuse, faţă de metoda întrebuinţată pînă acum, mai ales pentru grinzile care se înscriu în rapoartele de deschideri, de momente de inerţie şi cu lungimi de vută cuprinse în [3] şi [5].

Bibliografie

[1] Celasun H.: *Lignes d'influence des moments hyperstatiques provenant du cable de precontrainte dans les poutres continues a inertie variabile*, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Octobre, 1963.

[2] Albigès M. et Le Bourdelles Y.: *Etude des effets produits par les forces de precontrainte dans les systemes hyperstatiques, diagrammes d'influence*, Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Octobre, 1964.

[3] Avram N. C.: *Grinzi continue cu moment de inerţie constant, Bucureşti*, Editura Tehnică, 1949.

[4] Avram N. C.: *Grinzi continue. Linii de influenţă pentru cuplul mobil M = 1*, Lucrări ştiinţifice. Institutul Politehnic Cluj, pag. 191—209, 1959.

[5] Avram N. C.: *Grinzi continue cu moment de inerţie variabil, Buc.* — Tipografia Geniului, 1946.

[6] Ionescu Ed. şi Pick Gh.: *O metodă rapidă pentru calculul momentelor static nedeterminate, produse de precomprimare, la grinzile continue precomprimate*, Revista transporturilor, Bucureşti, nr. 2, 1965.

Cauzele coroziunii oțelului în beton și măsurile pentru prevenirea ei

Prof. dr. ing. P. Mlosch
Universitatea Tehnică Dresda. Catedra pentru Construcții și Statica Construcțiilor

1. INTRODUCERE

În tehnică se dă denumirea de coroziune fenomenelor de distrugere a metalelor care încep să se dezvolte de la suprafața acestora. Cunoașterea cauzelor coroziunii și măsurile necesare pentru prevenirea acesteia constituie o problemă de importanță capitală pentru economia națională. Datorită coroziunii, 1%...5% din producția anuală a industriei metalurgice este distrusă. Totalul pierderilor cauzate de coroziune pe întreg globul ar conduce la cifre astronomice. Comparativ cu aceste pierderi, cele cauzate de coroziunea oțelului în beton sînt cu totul lipsite de importanță, însă în viitor va fi totuși necesar să se țină seama mai mult de condițiile necesare pentru o protecție totală contra coroziunii a oțelului în beton.

Pentru a pune pe inginerul proiectant și pe inginerul constructor în situația de a cunoaște singur pericolele și a evita erorile, vom analiza în acest studiu problema coroziunii oțelului în beton, experiența cîștigată pînă în prezent și măsurile pentru prevenirea avariilor cauzate de coroziune în lumina stadiului actual al cercetărilor.

2. OBSERVAȚII CU CARACTER GENERAL ȘI DATE TEORETICE ASUPRA COROZIUNII MATERIALELOR

Metalele obținute prin diferite operații de reducere din minereuri au tendința de a reveni, prin reacții chimice sau electrochimice cu mediul ambiant, în starea inițială oxidată. Această tendință o numim coroziune.

2. 1. Toate metalele se acoperă în contact cu aerul cu o peliculă de oxid. Această peliculă fină de oxid, care aderă puternic și continuu pe întreaga suprafață, constituie o protecție naturală contra coroziunii, denumită pasivitate. Exemple pentru formarea peliculei de protecție pe suprafața metalelor găsim la conductele de apă în instalațiile din locuințe, acoperișurile de aluminiu și piesele de cupru.

Coroziunea care intervine la depozitarea oțelului-beton în aer curat la temperatură normală și umiditate moderată nu este periculoasă, deoarece se autolimitează.

În cazurile mai generale coroziunea este, după concepția modernă, un proces electrochimic.

2.2. Coroziunea electrochimică

În prezența apei metalele constituie elemente galvanice. Un element galvanic se compune din doi electrozi, anodul și catodul, între care trebuie să existe o legătură metalică și una electrolitică.

În cazul coroziunii electrochimice diferența de potențial între anod și catod determină un transport de sarcină; diferențele de potențial nu intervin numai între diferitele metale pure, dar și într-un aliaj între fier și celelalte metale care formează aliajul, între zonele cu eforturi și deformații diferite, între un strat de oxid pe suprafață (de exemplu țunder) și metalul de bază. La oțelul înglobat în beton se adaugă și posibilitatea apariției de diferențe de potențial, datorită neomogenităților din beton.

În consecință, este de așteptat ca la oțelul din beton să intervină întotdeauna diferențe de potențial pe suprafața acestuia.

La construcțiile de beton în aer liber există întotdeauna apa ca electrolit care să asigure transportul sarcinii electrice. Cantitatea de apă din gelul din beton depinde de umiditatea relativă a aerului și de mărimea porilor gelului. Sub 50—60% umiditate relativă a aerului, conținutul de apă din beton este atît de redus încît transportul sarcinii electrice devine foarte dificil.

La acțiunea electrochimică asupra fierului intervin următoarele procese (fig. 1):

fierul trece în soluție, la anod, sub formă de cationi Fe^{++}

$$Fe \longrightarrow Fe^{++} + 2\,\bar{e}.$$

Electronii liberi $\bar{e}$, care rămîn în metal, trec la catod și sînt descărcați în acizii concentrați (pH = 3...4) prin ionii de hidrogen

$$2\,H^{+} + 2\,\bar{e} \longrightarrow H_2.$$

În soluțiile neutre sau slab bazice, în care concentrația ionilor de hidrogen este redusă (pH > 4), deci în majoritatea cazurilor care ne interesează, electronii trebuie să fie preluați de oxigen

$$2\,H_2O + O_2 + 4\,\bar{e} \longrightarrow 4\,OH^{-}.$$

Anionii electroliților trec la anod, unde se unesc cu ionii metalului

$$Fe^{++} + 2\,(OH)^{-} \longrightarrow Fe\,(OH)_2,$$

și rezultă în reacțiile secundare produsele de oxidare

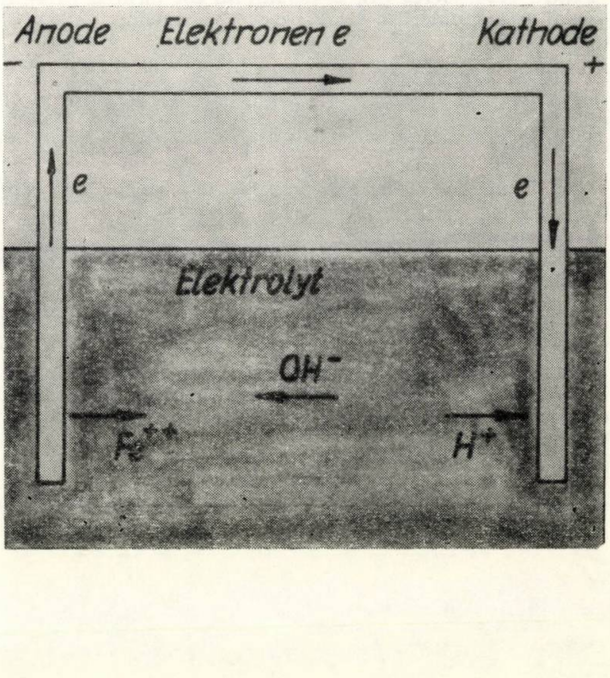
$$Fe_2O_3,\ Fe_3O_4.$$

În realitate procesul de corodare este încă mai complicat datorită diferitelor procese secundare. Intervin modificări de potențial: anodul devine mai puțin negativ, catodul mai puțin pozitiv, ceea ce constituie fenomenul de polarizare. Prin formarea unui strat acoperitor pe suprafața oțelului, descompunerea fierului pe suprafețele anodice poate fi împiedicată. Intervine, după cum s-a mai arătat în legătură cu reacția chimică, pasivizarea fierului.

În consecință, condițiile în care poate apărea coroziunea electrochimică a oțelului sînt următoarele:

1 — contactul oțelului cu apa, respectiv cu o soluție apoasă avînd rol de electrolit;

Fig. 1. Coroziune electrochimică



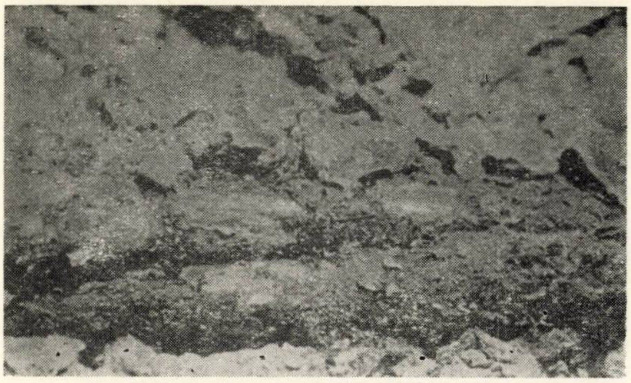


Fig. 2. Coroziune de suprafață

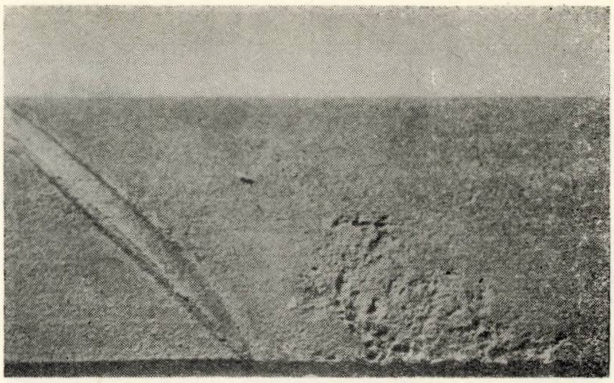


Fig. 3. Coroziune punctiformă

2 — o diferență de potențial între electrozii legați prin metal ;

3 — descompunerea liberă anodică a fierului ;

4 — prezența oxigenului la catod.

3. FORME DE COROZIUNE

3.1. Coroziunea de suprafață

Coroziunea de suprafață este o coroziune repartizată uniform, care apare foarte frecvent în natură și în tehnică și este cea mai puțin periculoasă (fig. 2). Prin prezența produselor de coroziune detașabile, existența acestui tip de coroziune este evidentă înainte de așezarea în construcție. Coroziunea de suprafață este o reacție chimică sau electrochimică a oțelului în mediul ambiant.

3.2. Coroziunea punctiformă

În cazul cînd nu intervine o acțiune corodantă pe suprafața metalului, este posibil să apară o formă specială de coroziune concentrată local și cunoscută sub denumirea de coroziune punctiformă. La oțelurile cu țunder de laminare, apar de exemplu zone de favorizare a coroziunii punctiforme în porțiunile de pe care țunderul a fost înlăturat local. Coroziunea punctiformă (fig. 3) este periculoasă, deoarece apare în zone limitate, sub formă de cratere sau orificii aciforme. Cu timpul, aceste cratere sau orificii aciforme devin mai profunde și măresc considerabil pericolul ruperii oțelurilor pentru beton precomprimat, în special datorită concentrațiilor de eforturi în fundul craterelor.

Trebuie să menționăm în special coroziunea datorită clorurilor, care apare chiar și la oțelurile inoxidabile. Ionii halogenici pot înlătura pasivitatea pe zone mici și anume punctiform. Se obține astfel un anod mic și un catod mare.

În cazul coroziunii punctiforme, descompunerea oțelului se produce central, în partea cea mai profundă a craterului, pH-ul avînd o valoare mai mică în raport cu aceea a suprafeței. Produsele de coroziune se află în fundul craterului și deci au o valoare pH mică, ceea ce determină o coroziune progresivă.

Componentele cimentului fac inofensivă o parte din cloruri. De aceea un conținut de cloruri de 2% din greutatea cimentului este considerat admisibil pentru betonul armat obișnuit.

În practică însă, deseori această valoare este depășită.

3.3. Coroziunea intercristalină și transcristalină — Coroziunea prin fisurare sub tensiune

Denumirea de coroziune intercristalină se dă coroziunii care intervine între cristale. Eforturile de întindere accentuează considerabil coroziunea intercristalină. Coroziunea prin fisurarea sub tensiune reprezintă o coroziune intercristalină sau transcristalină în combinație cu eforturi de întindere.

În general nu este încă clar dacă coroziunea are loc intercristalin sau transcristalin.

Încercările de laborator au arătat concentrarea acțiunii corodante la limita cristalelor ; acestea sînt atacate puternic și adesea distruse complet pînă la profunzimi mari. Acest tip de coroziune este deosebit de periculos, deoarece nu poate fi stabilit prin control vizual înainte de ruperea oțelului și nu apare nici o deformație plastică înaintea ruperii.

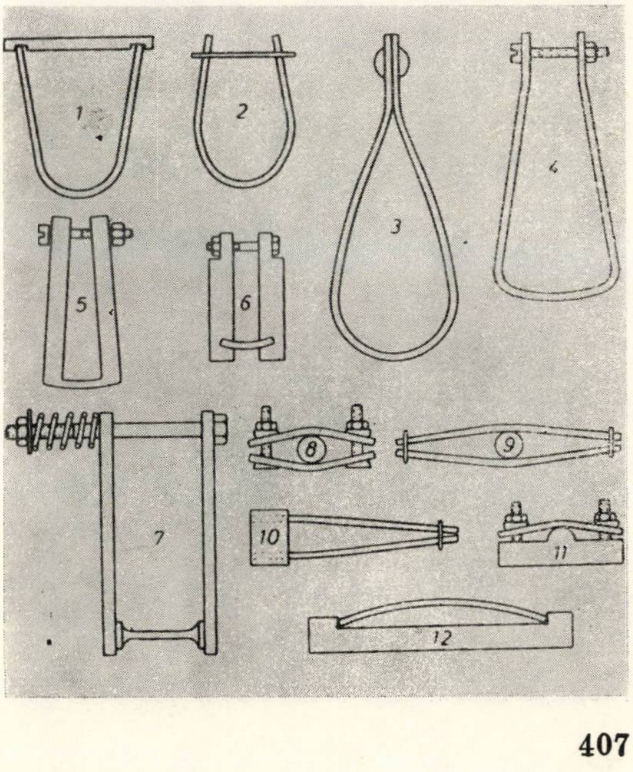
Pentru determinarea gradului de sensibilitate la coroziunea sub tensiune, s-au utilizat cele mai variate metode de încercare, diferențiate în special prin forma epruvetelor și tipul de solicitare (fig. 4). Aceste diferențieri constituie criteriul de separare a metodelor de încercare în două grupe principale și anume metode la care :

1 — eforturile aplicate se reduc parțial în timpul încercării ;

2 — eforturile aplicate rămîn practic constante.

Una din aceste metode, cunoscută sub denumirea de metoda Frog, supune o sîrmă de oțel arcuită la

Fig. 4. Probe pentru încercarea sensibilității la coroziunea sub tensiune



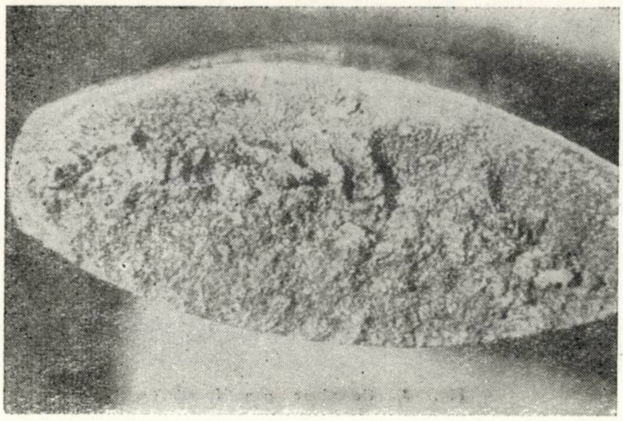


Fig. 5. Rupere ca efect al coroziunii sub tensiune la încercarea de fierbere

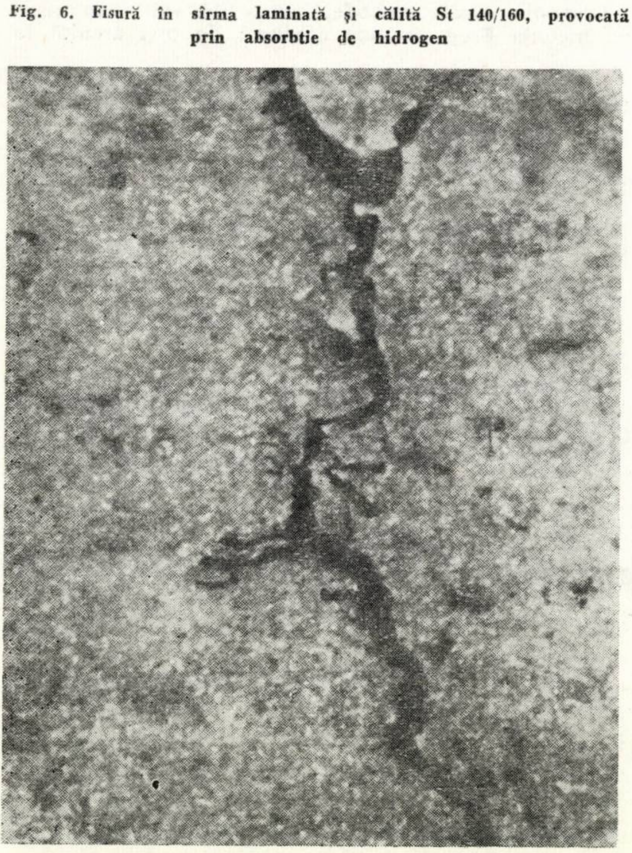
180° și deci solicitată la întindere în fibra marginală, la fierbere la 100—105°C într-o soluție din 600 părți nitrat de calciu, 50 părți nitrat de amoniu și 350 părți apă.

În figura 5 se arată ruperea prin coroziune a unei sîrme astfel încercate.

Contra acestei metode de fierbere, ale cărei rezultate sînt dezastruoase pentru sîrmele laminate și călite în ulei, s-a ridicat obiecțiunea că nu are nici un raport logic cu condițiile reale.

În contrast cu aceste metode, în R.D.G. au fost efectuate cercetări sub deformație constantă, în scopul unei reproduceri cît mai apropiate a condițiilor existente în practică ; aceste încercări pot fi denumite „încercări de coroziune și relaxare" ; și în acest caz sîrmele laminate și călite în ulei (St 140/160) s-au arătat mai sensibile decît sîrmele trase la rece (St 130/150).

Fig. 6. Fisură în sîrma laminată și călită St 140/160, provocată prin absorbție de hidrogen



3. 4. Absorbția hidrogenului

Prin absorbție atomii de hidrogen pătrund în oțel și îl distrug. Mecanismul absorbției atomilor de hidrogen peste conținutul la saturație normală a metalului nu a fost încă clarificat teoretic. Această suprasaturare a oțelului cu atomi de hidrogen determină eforturi interioare considerabile de despicare, care provoacă ruperea oțelului. Acest fenomen, foarte apropiat prin aspectul său de coroziunea prin fisurare sub tensiune, în special la avioane și la betonul precomprimat, este deosebit de periculos, deoarece ruperile se produc fără vreun avertisment. Influența calității oțelului, a solicitărilor și a mediului înconjurător în cazul acestor coroziuni nu a fost încă studiată detaliat (fig. 6, 7 și 8). Procesul care intervine este un proces catodic, adică nu se produce un transport sau o solubilizare a metalului.

Hidrogenul format inițial sub formă de atomi se recombină într-un interval scurt în molecule de hidrogen, dacă acest proces nu este limitat de anumiți factori. Unul dintre acești factori cu rol de otravă față de tendința de formare a moleculelor de hidrogen este H_2S, care rezultă din sulfura de calciu din zgură.

4. CAUZE CARE INFLUENȚEAZĂ COROZIUNEA OȚELULUI ÎN BETON

Pentru inginerul constructor este deosebit de important să fie informat asupra măsurilor necesare în anumite condiții de mediu, spre a evita coroziunea armăturii din beton. Considerăm deci necesar să prezentăm stadiul cunoștințelor noastre asupra factorilor de bază care intervin la coroziunea în beton.

4.1. Sensibilitatea la coroziune a oțelurilor pentru armătură

Oțelurile obișnuite pentru armătură sînt diferite aliaje ale fierului cu carbon, mangan, siliciu și alte elemente. Modificarea comportării la coroziune a oțelurilor pentru armătură, prin adăugarea anumitor componente în aliaj nu este posibilă din punct de vedere economic. Numai un oțel înnobilat prin conținut ridicat de crom și nichel (18% crom și 18% nichel) asigură cu adevărat o bună rezistență la coroziune. Structura suprafeței oțelurilor pentru armătură influențează în mod esențial comportarea lor la coroziune.

Pentru betonul precomprimat se utilizează sîrme de oțel foarte subțiri, de mare rezistență, în scopul obținerii unor forțe mari de pretensionare. În acest caz și o coroziune relativ redusă poate provoca ruperea oțelului.

Oțelurile utilizate pentru armătură sînt :

4. 1. 1. **Sîrme de oțel patentate și trase la rece**, care datorită trefilării au o structură alcătuită din fascicule de fibre cristaline, orientate după axul sîrmei, astfel încît limitele particulelor practic nu se mai pot deosebi.

După unele aprecieri, peste 80% din oțelurile pentru beton precomprimat se produc în lume după acest procedeu.

Structura sorbitică are o deosebită importanță pentru comportarea la coroziune a acestor oțeluri, deoarece cristalele orientate în direcție longitudinală opun rezistență pătrunderii coroziunii în profunzime.

4.1.2. **Sîrme de oțel tratate termic**. Aceste sîrme își datoresc rezistența călirii prin încălzire și răcire bruscă în ulei sau în baie de plumb, urmată de o revenire. Sîrmele sînt laminate sau trase o singură dată pentru calibrare, înaintea tratamentului termic. Deoarece după tratamentul termic nu mai urmează prelucrarea la rece, sîrmele tratate termic pot fi obținute la un preț mai redus în comparație cu sîrmele patentate trase la rece. Sîrmele de oțel tratate termic sînt utilizate în special în R.F.G. și R.D.G.

Structura caracteristică fină a acestei sîrme este mai expusă coroziunii, distrugerea ei producîndu-se mai repede și în profunzime. Din cauza sensibilității la coroziune sub tensiune, normele din Statele Unite interzic folosirea sîrmelor tratate termic la betonul precomprimat.

Ținîndu-se seamă de această sensibilitate, în R.D.G. eforturile admisibile pentru aceste sîrme au fost reduse temporar cu 25%.

După informații din literatura de specialitate, de cîtva timp uzinele metalurgice Rheinhausen au modificat procedeul de fabricație a sîrmelor tratate termic pentru beton precomprimat. În prezent, aceste sîrme au, la rezistență nemodificată, caracteristici de utilizare superioare, în primul rînd o alungire mai mare la rupere și o rezistență considerabil mai mare la fisurarea sub tensiune în mediu agresiv. În R.D.G., în prezent este, de asemenea, în curs de revizuire standardul TGL 101—036 (oțel-beton precomprimat St 140/160).

Prin utilizarea sîrmelor cu diametru peste 7 mm se mărește durabilitatea.

Sîrmele de oțel pentru beton precomprimat trebuie transportate în ambalaje care să le asigure protecția contra coroziunii, iar depozitarea trebuie făcută în încăperi uscate.

Pentru a nu se crea tensiuni ce pot favoriza apariția și dezvoltarea coroziunii fisurante în timpul stocării, sîrmele pentru beton precomprimat trebuie livrate în colaci cu diametrul suficient de mare (Dmin. ⩾ 250Ø).

Sîrmele trebuie protejate înainte de punerea lor în operă contra deteriorărilor mecanice ale suprafeței. Trebuie evitate, de asemenea, concentrările locale ale eforturilor prin îndoiri la raze prea mici, datorită solicitării mărite în fibrele de margine. Se recomandă ca raza de curbură a fasciculelor ridicate să nu fie mai mică de 500Ø (Ø = diametrul unei sîrme componente a fasciculului).

Trebuie evitată montarea în beton a unor piese din metale diferite, pentru a nu produce diferențe de potențial. În consecință nu se vor utiliza etrieri zincați sau teci de tablă zincată în betonul precomprimat.

4.2. Tipul de ciment și coroziunea armăturilor

Protecția foarte bună contra coroziunii, pe care o asigură betonul, se bazează pe bazicitatea ridicată a betonului. Această bazicitate este asigurată în special de hidroxidul de calciu Ca $(OH)_2$, care se produce la hidratarea cimentului. În stare proaspătă valoarea pH-ului amestecului de beton corespunde celui al soluției saturate de hidroxid de calciu, adică cca 12,6.

4.2.1. Compoziția chimică a cimentului

De compoziția chimică a cimentului depinde cantitatea hidroxidului de calciu degajat la întărire. Cimentul Portland metalurgic și cimentul cu zgură de furnal eliberează o cantitate mai redusă de hidroxid de calciu decît cimentul Portland, datorită conținutului mai redus de silicat tricalcic. Cimenturile Portland cu întărire rapidă (tip RIM), cu conținut ridicat de silicat tricalcic, formează prin hidratare o cantitate mai mare de hidroxid de calciu, în comparație cu cimenturile cu întărire lentă. La cimenturile cu puzzolană sau tras, rezultate dintr-un amestec de ciment Portland cu silice activă, o parte din hidroxidul de calciu degajat de cimentul Portland este legat de acidul silicic. Cimentul aluminos și cimentul suprasulfatat practic nu separă hidroxid de calciu.

După cum arată încercările efectuate, influența tipului de ciment asupra protecției la coroziune se manifestă prin viteza diferită de carbonatare. Cimentul Portland metalurgic, cimentul de furnal înalt și cimentul puzzolan asigură armăturilor la aceeași acoperire de beton o protecție mult mai redusă la coroziune decît cimentul Portland, deoarece oțelul din beton își pierde mai curînd pasivitatea produsă de mediul alcalin. Acest dezavantaj pe care îl prezintă cimenturile cu adaosuri în comparație cu cimentul

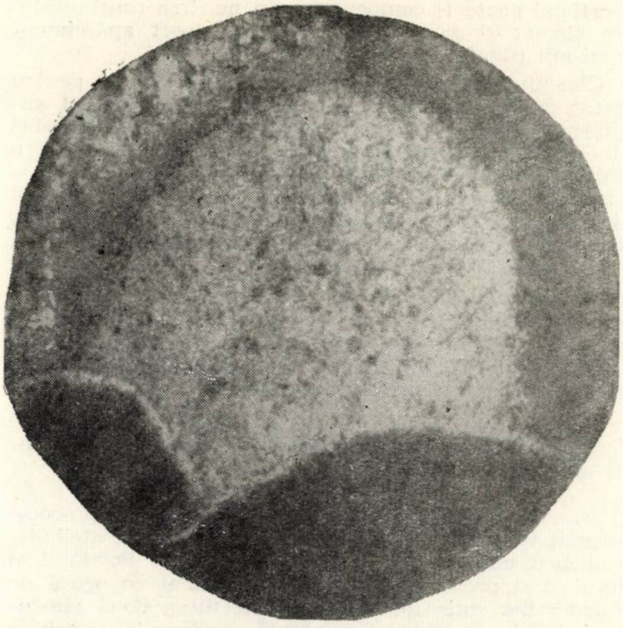


Fig. 7. Zonă fisurată lenticulară de culoare întunecată în care a difuzat hidrogenul atomic

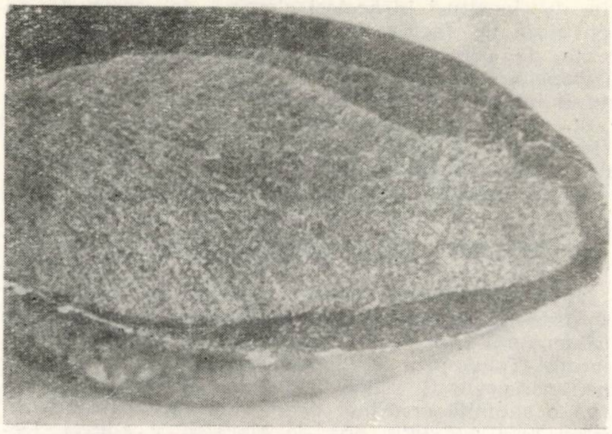
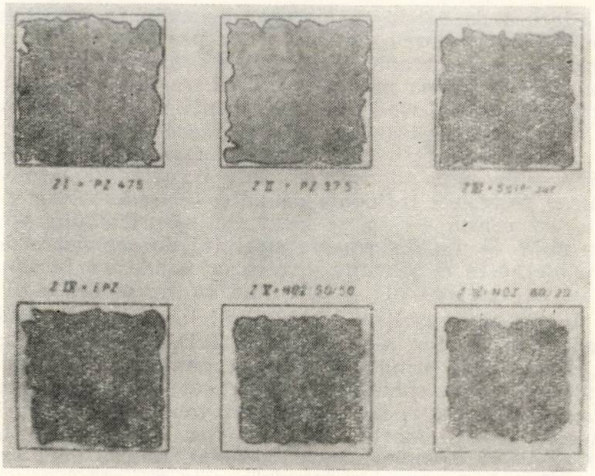


Fig. 8. Rupere casantă, datorită coroziunii prin absorbție de hidrogen a armăturii din sîrmă laminată și călită St 140/160, la un cheson de acoperiș la o hală din portul Rostock

Fig. 9. Adîncimea de carbonatare în funcție de tipul de ciment



Portland poate fi compensat prin mărirea conţinutului de ciment şi prin alegerea unui raport apă/ciment mai mic (fig. 9).

Cimentul aluminos nu trebuie să fie utilizat pentru beton armat, deoarece nu asigură o valoare pH suficientă pentru pasivare, datorită conţinutului redus de particule bazice în soluţie, şi în plus conţine o cantitate considerabilă de sulfuri, ceea ce constituie o condiţie favorabilă pentru formarea H_2S şi absorbţia de hidrogen. Din aceleaşi motive nu se vor folosi pentru betonul armat nici cimenturile sulfatice.

Cercetările efectuate la Naunhof au arătat că un conţinut ridicat de sulfuri în ciment favorizează fisurarea oţelului, deoarece se formează hidrogen sulfurat din care rezultă prin reacţia electrochimică la catod atomi de hidrogen. Aceşti atomi de hidrogen pătrund în oţel şi provoacă fisuri.

4. 2. 2. Utilizarea cimenturilor de tipuri diferite într-un singur element de construcţie

Avariile constatate la tuburile de beton precomprimat în Franţa şi Africa de Nord au fost atribuite utilizării unui miez de beton cu ciment Portland şi unui strat protector de beton cu ciment cu zgură de furnal. S-a emis ipoteza că contactul a două cimenturi diferite cu aceeaşi armătură conduce la coroziune prin diferenţa de potenţial. Cercetările au arătat într-adevăr că potenţialul oţelului în beton depinde de tipul de ciment, totuşi după observaţiile din ultimii ani nu pare probabil ca utilizarea a două tipuri diferite de cimenturi în acelaşi element de construcţie să constituie un factor declanşator al coroziunii. Diferenţa de potenţial, datorită compoziţiei diferite a betoanelor, este sub 1 volt, în timp ce pericolul coroziunii intervine numai la o diferenţă de potenţial de peste 10 V. Coroziunea poate fi însă accelerată datorită folosirii a două betoane cu compoziţii diferite, atunci cînd stratul de pasivizare de pe oţel este distrus, de exemplu, prin carbonatarea betonului.

4.3. Agregatele, apa de amestec, aditivii

După cum s-a mai arătat, nu există nici o îndoială că prezenţa ionilor de clor în mortare şi în betoane influenţează considerabil durabilitatea barelor de armătură. Totuşi prin aluminatul tricalcic, conţinut în cimenturi, poate fi legată într-o formă chimic inofensivă o anumită cantitate de cloruri care pătrunde în beton prin agregate, apa de amestec şi aditivi. Deoarece sărurile sînt legate treptat în decursul hidratării cimentului, un rol important îl au nu numai tipul de ciment, dar şi condiţiile de întărire (întărire în aer sau tratament termic prin aburire) şi raportul apă/ciment. Durate mai mari de întărire şi un raport apă/ciment mai ridicat leagă cantităţi mai mari de cloruri. Se presupune însă că nu este niciodată posibilă o repartiţie uniformă a clorurilor, fără aglomerări locale.

Clorura de calciu şi clorura de sodiu în cantitate de 2% la greutatea cimentului au provocat în cadrul unei serii de cercetări o coroziune considerabilă a armăturii. Problema pe care o ridică prezenţa clorurilor constă în primul rînd din găsirea unei limite inferioare a concentraţiei clorurilor nelegate, care să nu conducă la avarierea materialelor de construcţie. Datorită acestor nesiguranţe, adaosul de cloruri constituie totdeauna o problemă. Influenţa dăunătoare a adaosurilor de cloruri constă — ca şi influenţa sărurilor din apa de mare — din distrugerea stratului de pasivizare de pe oţel, ceea ce permite dizolvarea anodică a fierului fără ca valoarea pH a betonului să fie modificată.

În scopul evitării unor coroziuni locale concentrate, prin ioni de clor, s-au impus în R.D.G. pentru beton precomprimat, următoarele valori maxime ale conţinutului de cloruri nelegate : în agregate 0,003%, în apă de amestec 0,05%, iar aditivii nu vor conţine cloruri. Aceste condiţii foarte severe au fost impuse datorită diferenţelor de opinii, încă existente, asupra unei valori—limită logice şi incertitudinii asupra repartizării uniforme a clorurilor libere în masa betonului.

Pentru determinarea analitică a conţinutului de cloruri solubile în apă al agregatelor se utilizează în R.D.G. trei metode :

1 — metoda potenţiometrică ;

2 — titrarea după Volhard ;

3 — separarea AgCl şi determinarea gravimetrică.

În toate cazurile clorura se extrage din agregate prin agitare sau depozitare în apă, apoi clorura din soluţie este determinată cantitativ prin una din metodele descrise.

4. 4. Importanţa hidroxidului de calciu

Hidroxidul de calciu, care se formează în decursul procesului de întărire, prezintă o influenţă deosebită pentru alcalinitatea ridicată a betonului. Bazicitatea se determină prin valoarea pH. Scala valorilor pH cuprinde valori cifrice între 1—14. Domeniul acid este indicat prin cifrele 1—6, punctul neutru prin cifra 7, domeniul alcalin prin cifrele 8—14. Valoarea pH pentru apa din pori la betonul cu ciment Portland este dată de majoritatea autorilor ca fiind 12,5. La betonul cu ciment aluminos s-a măsurat o valoare pH de aproximativ 9. Acest pH scăzut al cimentului aluminos se datoreşte faptului că cimentul aluminos întărit nu conţine hidroxid de calciu liber. Faptul că oţelul nu este corodat în betonul din ciment Portland poate fi deci atribuit pasivizării prin hidroxidul de calciu, adică valorii ridicate a pH-ului apei din beton.

Rolul betonului care acoperă armătura constă, în primul rînd, în protejarea stratului de pasivizare de pe barele de oţel contra influenţei exterioare agresive.

Importanţa pe care o prezintă hidroxidul de calciu pentru protecţia contra coroziunii a armăturii din beton a fost recunoscută încă de mult, dar şi astăzi în practică este destul de neglijată.

4. 4. 1. Reducerea valorii pH prin carbonatare

Dacă hidroxidul de calciu absoarbe acid carbonic din aerul ambiant rezultă carbonatul de calciu greu solubil :

$$Ca\,(OH)_2 + CO_2 = CaCO_3 + H_2O.$$

Acest proces denumit „carbonatare“ se limitează, la început, la stratul de suprafaţă al betonului. Rapiditatea cu care procesul de carbonatare pătrunde în interiorul betonului depinde de permeabilitatea la gaze a acestuia. La betonul compact procesul de carbonatare ia sfîrşit după pătrunderea la numai cîţiva milimetri. Prin trecerea hidroxidului de calciu în carbonat de calciu, valoarea pH se reduce. Protecţia armăturii de oţel contra coroziunii devine nulă, atunci cînd adîncimea de carbonatare depăşeşte stratul de acoperire din beton.

Cercetările efectuate la construcţii vechi au indicat profunzimi maxime de carbonatare de 1,5...10 cm.

Armătura aşezată în zonele marginale cu $pH < 9$ era corodată, în timp ce armătura din interiorul betonului cu $pH > 9$ rămăsese intactă.

În afară de bioxidul de carbon din aerul atmosferic, mai are şi bioxidul de sulf din zonele industriale o acţiune similară de reducere a valorii pH. Acesta are în timp şi o acţiune distructivă asupra betonului, deoarece duce la formarea de ghips şi ettringit în structura acestuia.

4. 4. 2. Reducerea valorii pH prin decalcifiere

Acest pericol pentru protecţie apare în cazul umezirii şi uscării alternante a betonului, cînd este de aşteptat o micşorare a cantităţilor de hidroxid de calciu. Apa de ploaie sau apa condensată din aer pătrunsă în beton dizolvă hidroxidul de calciu. Prin evaporare apa transportă $Ca(OH)_2$ pe suprafaţa betonului, unde poate fi spălat sau carbonatat.

Pînă în prezent nu există date experimentale asupra reducerii valorii pH a betonului, la construcţii care se află permanent sau temporar în apă sau sînt saturate de apă, dar se poate emite ipoteza că sărăcirea în hidroxid de calciu are în acest caz un rol mai important decît carbonatarea.

Pentru betonul în apele agresive se utilizează cimenturi Portland cu adaosuri cu conţinut de silice. Hidroxidul de calciu solubil se combină cu silicaţii dînd un silicat de calciu nesolubil, astfel încît betonul devine mai rezistent la procese chimice. Datorită valorii pH reduse nu se obţine însă şi o protecţie corespunzătoare contra coroziunii. Situaţii similare întîlnim la materiale silico-calcare, la gazbeton şi silicatul spongios.

Valorile pH se determină la încercările pe betoane cu hîrtie sau soluţii indicatoare, sau cu pH-metru cu electrozi de sticlă.

Utilizarea indicatorilor coloraţi la determinarea valorii pH a betonului întîmpină însă dificultăţi. Betonul fiind un corp solid şi nu o soluţie apoasă, determinarea valorii pH se va face pe o suspensie dintr-o probă fin măcinată sau prin aplicare directă pe beton a soluţiei indicatoare sau a hîrtiei indicatoare. Pentru valorile pH, care apar la betoane cu carbonatare mai puţin accentuată, se recomandă folosirea hîrtiei Stephan St 28 cu o capacitate de maximum 9,0...14,0 unităţi pH.

În R.D.G. valorile pH se determină cu soluţiile indicator Unitest III respectiv Unitest IV răspîndite direct pe proba umedă de beton. La München se utilizează o soluţie alcoolică de fenolftaleină diluată cu apă distilată răspîndită pe suprafeţele secţionate sau rupte din beton.

Fenolftaleina este un indicator care pînă la pH = 8 rămîne incoloră, iar peste pH = 9 devine roşie pînă la violet (fig. 10).

La determinarea valorii pH pe suspensii se obţin valori diferite de acelea reale din beton, deoarece particulele concasate şi frecate în capsula de oţel se rehidratează în prezenţa unei cantităţi mari de apă. Valoarea pH a suspensiei se determină cu un pH-metru cu electrod de sticlă.

O condiţie esenţială pentru obţinerea unor rezultate bune din măsurări este respectarea cu stricteţe a instrucţiunilor pentru efectuarea măsurătorilor şi utilizarea unei ordini anumite în executarea operaţiilor.

Valoarea limită pH, pentru care armăturile din beton să nu fie în pericol de coroziune, nu poate fi încă precizată. În timp ce la München se prevede o valoare $pH > 9$ pentru o protecţie sigură contra coroziunii, părerea noastră este că numai valori $pH > 11$ asigură o protecţie certă a armăturii.

4.5. Acoperirea cu beton a armăturii

Scăderea valorii pH a armăturii sub 9, prin influenţa carbonatării şi decalcifierii, deci coroziunea, intervine cu atît mai tîrziu cu cît armătura este aşezată la o distanţă mai mare de suprafaţa betonului. Cercetările au arătat că grosimea stratului marginal cu $pH < 9$ creşte considerabil în primele luni de la turnare, pe cînd în următorii 10 ani creşterea este în general fără importanţă, în măsura în care factorul apă/ciment a avut la turnarea betonului valori sub 0,7. Reducerea carbonatării în timp se explică prin reducerea progresivă a permeabilităţii betonului o dată cu mărirea grosimii stratului de beton. Cu cît este mai mare grosimea unui strat de beton, cu atît este mai redusă probabilitatea de a întîlni goluri pe întreaga adîncime a stratului.

În ceea ce priveşte pătrunderea sărurilor şi a oxigenului la armătură, se poate emite ipoteza că intervin situaţii similare acelora care determină reducerea valorii pH. Prin mărirea stratului de acoperire din beton protecţia armăturii contra coroziunii poate fi considerabil mărită. Stabilind grosimea stratului de acoperire de beton, inginerul constructor dispune de un mijloc important pentru asigurarea protecţiei asupra coroziunii.

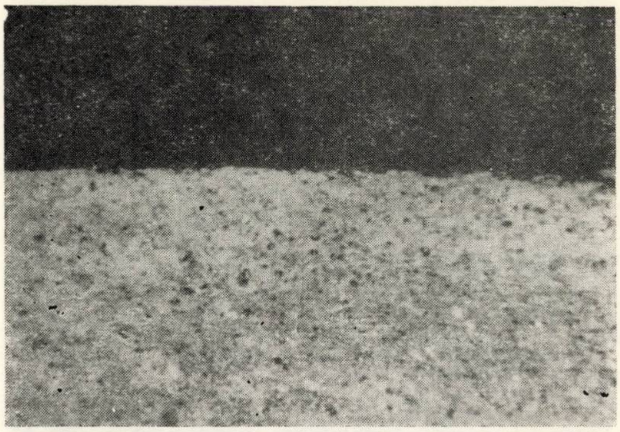


Fig. 10. Scoaterea în evidenţă a zonei de carbonatare cu fenolftaleină

Grosimea stratului de acoperire din beton va fi determinată în raport cu gradul de agresivitate al mediului ambiant, prevăzîndu-se o acoperire suficientă şi pentru etrieri şi pentru armătura de repartiţie şi montaj.

În R.D.G. normele prevăd o acoperire minimă de 25...30 mm pentru betonul precomprimat. În atmosfera care conţine sare, Louis recomandă un strat de acoperire cu beton de 5—7 cm.

4.6. Porozitatea betonului

Numărul, forma şi mărimea porilor în beton şi în consecinţă şi impermeabilitatea lui specifică depind de compoziţia, modul de compactare şi tratamentul ulterior al betonului. O permeabilitate mai mare determină pătrunderea mai rapidă a bioxidului de carbon din aer şi deci pierderea alcalinităţii. Tot de permeabilitatea betonului depinde pătrunderea clorurilor şi oxigenului la armătură. Porii din beton pot fi clasificaţi în mai multe categorii : pori în piatra de ciment, pori între agregate şi piatra de ciment şi pori în agregate.

Porii închişi în agregatele pentru beton greu nu au nici o influenţă asupra compactităţii betonului. Trebuie să arătăm însă că permeabilitatea betonului şi în consecinţă şi protecţia contra coroziunii pot fi influenţate considerabil prin utilizarea agregatelor foarte poroase, ca de exemplu piatra ponce sau zgurile.

Piatra de ciment conţine pori practic impermeabili în gel şi pori capilari cu diametru mai mare, care se produc prin contracţia gelului de ciment la hidratare şi prin eliminarea apei în exces din ciment. Cantitatea şi volumul porilor capilari depind de raportul apă/ciment şi de gradul de hidratare. Cu cît piatra de ciment are mai multă apă în exces, cu atît are mai mulţi pori capilari şi o permeabilitate mai mare.

Formarea porilor capilari este considerabil favorizată de uscarea pietrei de ciment în perioada hidratării. Între piatra de ciment şi agregate sau armătură rămîn pori (bule de aer) cînd betonul proaspăt nu este bine compactat.

Gradul de compactare al betonului depinde de executarea compactării şi de lucrabilitatea amestecului, care la rîndul ei este influenţată de granulometrie, de structura suprafeţei şi forma agregatelor, precum şi de conţinutul de ciment şi de apă al betonului proaspăt. Un beton bine compactat conţine pînă la 2% pori între agregate şi piatra de ciment.

În concluzie se poate afirma că pentru prepararea unui beton care să asigure protecţia armăturii contra coroziunii este necesar să se ţină seamă de următoarele condiţii :

1 — pasta de ciment să fie în cantitate suficientă, pentru a asigura umplerea tuturor golurilor între agregate ;

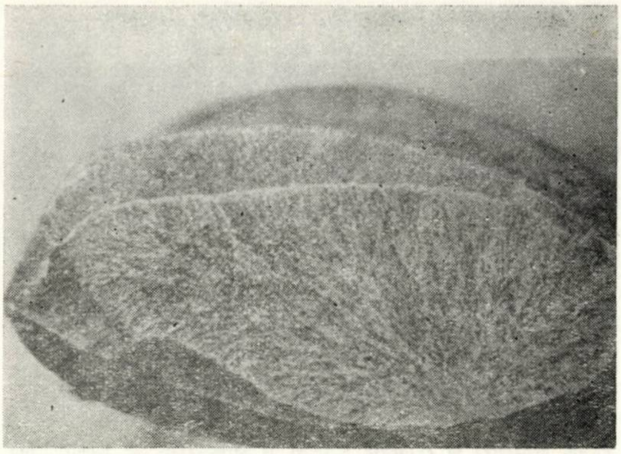


Fig. 11. Rupere casantă, datorită coroziunii prin absorbţie de hidrogen a armăturii din sîrmă laminată şi călită St 140/160 la un cheson de acoperiş de 12 m deschidere

2 — un procent cît mai redus de pori capilari profunzi, printr-un raport apă/ciment cît mai mic posibil, şi menţinerea umedă a betonului pentru un interval cît mai îndelungat în timpul întăririi ;

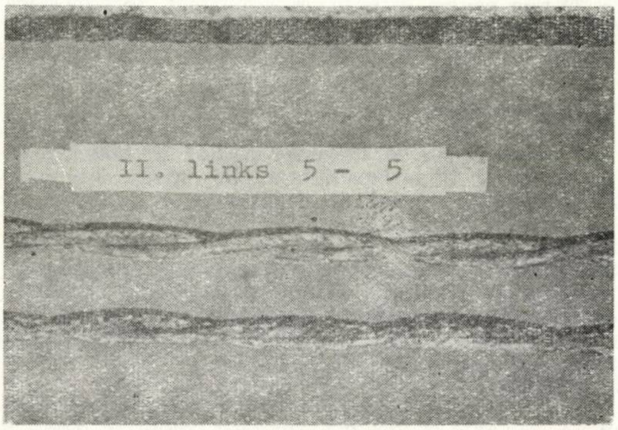
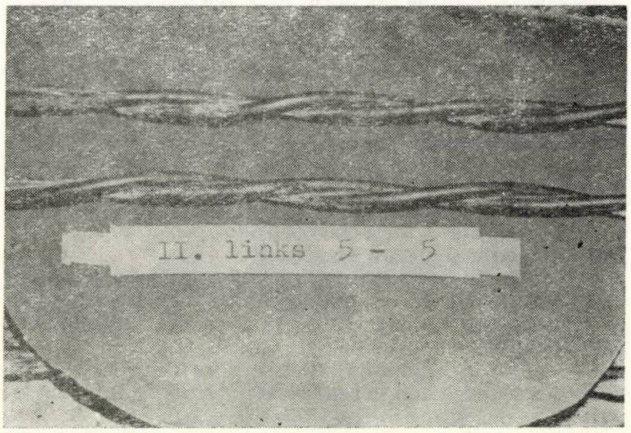


Fig. 12. Produse de coroziune pe armături din sîrme trase împletite la fîşii de planşeu tip STASA

3 — consistenţa betonului proaspăt să fie stabilită în scopul obţinerii unei bune compactări cu mijloacele disponibile.

Fig. 13. Produse de coroziune pe armături din sîrme trase împletite la fîşii de planşeu tip STASA după îndepărtarea produselor de coroziune



În R.D.G. s-a prevăzut, pentru betonul precomprimat, un volum de pori de maximum 14%, raportat la betonul întărit. Această valoare este însă discutabilă, deoarece nu soluţionează alte probleme importante legate de protecţia contra coroziunii cum sînt, de exemplu, repartizarea porilor şi dimensiunea lor.

4. 7. Fisurarea betonului

Fisurile facilitează considerabil la construcţiile de beton armat şi de beton precomprimat pătrunderea oxigenului, iar la construcţiile în apă de mare sau în zona de coastă pătrunderea clorurilor. Reducerea valorii pH în fisuri este cauza principală a accentuării pericolului coroziunii.

La acoperire suficientă cu beton, în cazul unor fisuri cu deschiderea foarte mică într-un beton care conţine o cantitate suficientă de hidroxid de calciu, protecţia contra coroziunii mai este asigurată şi prin colmatare de către carbonaţi şi prin depunerea de produse de corodare, oxizi, praf care astupă fisura. Date exacte asupra deschiderilor admisibile ale fisurilor, din punct de vedere al protecţiei la coroziune, vor putea fi precizate numai cînd se vor stabili : condiţiile cerute pentru protecţia contra coroziunii, măsura în care progresează în timp coroziunea armăturilor în dreptul fisurilor, care valoare măsurată a deschiderii fisurilor este indicată ca criteriu pentru deschiderile admisibile ale fisurilor, influenţa fisurilor la solicitările alternate asupra coroziunii armăturii. Se consideră însă ca admisibilă o deschidere a fisurilor, măsurată pe suprafaţa betonului de 0,1...0,2 mm, în condiţii normale de mediu şi la o acoperire cu beton de 10...20 mm.

Pentru asigurarea unei protecţii suficiente a armăturii contra coroziunii în betonul fisurat se recomandă :

1 — limitarea deschiderii porilor ;

2 — asigurarea unei cantităţi suficiente de hidroxid de calciu în betonul întărit ;

3 — un strat cît mai gros de acoperire a armăturii cu beton.

În scopul clarificării unor probleme încă nesoluţionate, în legătură cu coroziunea armăturii în dreptul fisurilor din beton, se efectuează în prezent cercetări vaste în R.D.G. şi în alte ţări.

5. DEGRADĂRI CAUZATE DE COROZIUNE

O serie de degradări datorite coroziunii au apărut în construcţiile de beton precomprimat. Dintre acestea menţionăm defecţiunile unor conducte de presiune din Belgia, Brazilia, Canada, Germania, Franţa şi Africa de Nord, degradările unor rezervoare din S.U.A., Algeria şi Africa de Sud, coroziunea armăturii la unele poduri de beton precomprimat. Trebuie amintit şi cazul, de altfel bine cunoscut, al degradărilor înregistrate în Bavaria la o serie de planşee de beton precomprimat.

În R.D.G. au fost efectuate cercetări sistematice pentru stabilirea stării tuturor construcţiilor şi elementelor din beton precomprimat. Pînă în prezent au fost examinate în afara chesoanelor de acoperire şi fîşiile de planşeu cu goluri, elemente ondulate de acoperiş, stîlpi, traverse şi grinzi de beton precomprimat (fig. 11, 12, 13 şi 14).

Aceste cercetări ne arată în ce măsură s-au produs degradări evidente la construcţiile şi elementele de beton precomprimat. Datele statistice pentru toate construcţiile din beton precomprimat şi pentru construcţiile în care s-au montat elemente de beton precomprimat vor constitui baza pentru alegerea construcţiilor în vederea urmăririi în continuare a problemei. Se efectuează, de asemenea, cercetări cu privire la starea de coroziune a armăturii şi a pieselor metalice de îmbinare la construcţiile din panouri mari (fig. 15).

Chiar dacă în lumea întreagă s-a constatat o serie de degradări și accidente datorită coroziunii armăturii, acestea reprezintă însă numai o fracțiune extrem de redusă în raport cu importantul volum total de elemente și de construcții din beton executate pînă în prezent.

În ceea ce privește cauza degradărilor vom preciza următoarele :

Progresele realizate în ultimii ani, în domeniul construcțiilor de beton armat, au condus la mărirea continuă a rezistențelor betonului și oțelului pentru armătură și la utilizarea unor elemente de secțiune cît mai redusă.

Metodele noi de confecționare a elementelor și structurilor portante din beton armat și beton precomprimat au asigurat creșterea considerabilă a productivității muncii. Utilizarea cimenturilor speciale și aditivilor a conferit betonului proprietăți speciale ; aceste realizări noi au avut însă o influență negativă asupra durabilității construcțiilor, reducînd și capacitatea de exploatare a acestora.

De exemplu cercetările au arătat, drept cauză a degradărilor provocate de coroziune în Bavaria, utilizarea cimentului aluminos care favorizează considerabil coroziunea prin hidrogen, datorită conținutului de sulfuri de aproximativ 1,3% și proprietății lui negative de a nu forma calcea liberă în timpul prizei.

Degradarea chesoanelor precomprimate de acoperiș s-a datorat utilizării unui oțel sensibil la coroziune, cu defecte locale.

Dacă se face abstracție de aceste cazuri, care sînt o consecință a procedeelor tehnologice necorespunzătoare folosite sau se datoresc greșelilor evidente de execuție, rămîne încă deschisă problema fundamentală : în ce condiții este favorizată coroziunea și care sînt măsurile necesare pentru evitarea procesului de corodare.

6. MĂSURI PENTRU ÎNLĂTURAREA DEGRADĂRILOR CAUZATE DE COROZIUNE

Repararea elementelor de construcție în care armăturile corodează poate fi executată prin :

1 — etanșări;

2 — măsuri constructive.

Etanșarea construcțiilor de beton precomprimat, a căror armătură tensionată este amenințată de coroziune, poate fi executată în scopul evitării continuării procesului de corodare, ținînd seamă de următoarele condiții :

1 — cunoașterea exactă a stării armăturii, pentru evaluarea rezervei existente de rezistență a structurii ;

2 — construcția va fi perfect uscată în momentul lucrărilor de etanșare ; în caz contrar etanșarea favorizează menținerea condițiilor în care intervine coroziunea ;

3 — etanșarea se va face cu materiale impermeabile la vaporii de apă, capabile să închidă elastic fisurile mai mici ;

4 — etanșarea va avea un caracter general, fiind astfel executată încît să împiedice pătrunderea umidității în orice punct al construcției ;

5 — mecanismul coroziunii va trebui să fie cunoscut cu precizie, deoarece în caz contrar împiedicarea difuziei oxigenului poate conduce la o degradare mai puternică.

În practică este mai dificilă respectarea tuturor acestor condiții la executarea etanșării. Deoarece nu este posibil să se obțină prin aceste etanșări o protecție de durată pentru armătură, vor fi preferate soluțiile constructive care restabilesc întreaga capacitate portantă a construcției degradate.

Se presupune în consecință că armătura de rezistență a construcției, care urmează să fie consolidată, prezintă reduceri apreciabile în rezistență sau de secțiune, datorită efectelor coroziunii.

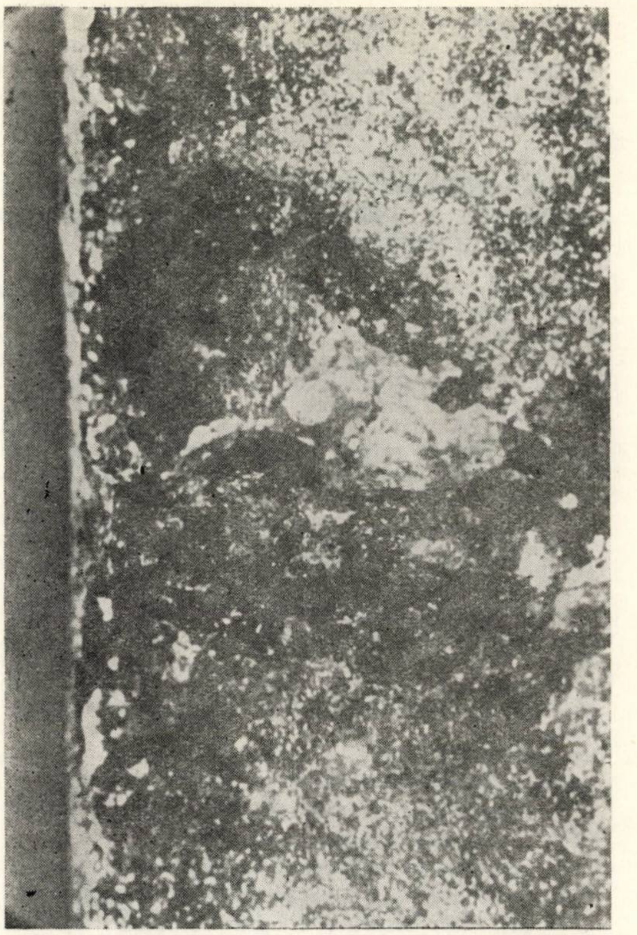


Fig. 14. Coroziunea unei bare din oțel 60/90 (CP 90), într-un stîlp LEA, după patru ani de exploatare

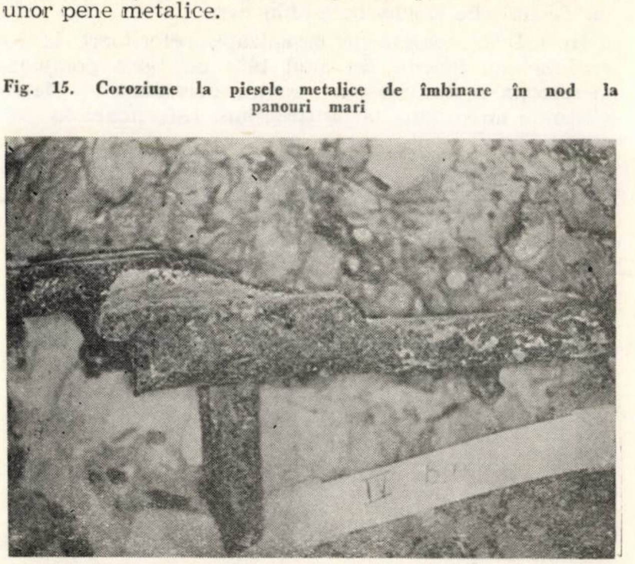
Sînt posibile următoarele soluții :

1. Înlocuirea armăturii din fîșiile de planșeu prin plase de armătură de rezistență, legate de armătura existentă și protejate prin aplicarea unui strat de mortar torcretat.

2. Așezarea unor bare de oțel-beton cu profil periodic St III (PC60) în golurile plăcilor de planșeu și injectarea acestor goluri.

3. Fixarea de șipci de beton precomprimat la partea inferioară a planșeului prin lipire cu un adeziv pe bază de rășini sintetice, respectiv prin introducerea unor pene metalice.

Fig. 15. Coroziune la piesele metalice de îmbinare în nod la panouri mari



4. Fixarea de platbande, protejate prin aplicarea unui strat de tencuială, rezistentă la incendiu.

Cheltuielile pentru aceste soluţii constructive de consolidare nu trebuie să difere mult de cele necesare lucrărilor de etanşare.

7. ORGANIZAREA PE PLAN INTERNAŢIONAL ŞI NAŢIONAL A CERCETĂRILOR ÎN DOMENIUL COROZIUNII ARMĂTURII ÎN BETON

Coroziunea armăturii constituie o problemă esenţială pentru asigurarea durabilităţii construcţiilor. Pe cînd la construcţiile de beton armat degradările datorite coroziunii devin evidente prin deformaţii mai mari sau prin deplasarea stratului de acoperire din beton cu mult înainte de distrugere, în betonul precomprimat are loc de cele mai multe ori ruperea bruscă a întregii armături. Aceste ruperi brusce, periculoase, se datoresc tensiunilor mai ridicate în armătura din betonul precomprimat. O reducere minimă a secţiunii armăturii poate conduce, în acest caz, imediat la depăşirea rezistenţei la rupere a restului secţiunii. La construcţiile metalice orice degradare devine imediat evidentă, însă la betonul armat şi la betonul precomprimat degradările nu sînt de obicei direct vizibile.

Datorită importanţei considerabile a problemei coroziunii la betonul armat şi betonul precomprimat, un mare număr de foruri şi institute de cercetări internaţionale şi naţionale sînt preocupate de această problemă.

RILEM a organizat de exemplu 6 grupe de lucru pentru studierea problemelor legate de coroziune :

1 — degradările cauzate de coroziune la clădiri ;

2 — teoria electrochimică a coroziunii ;

3 — cercetări în legătură cu îmbătrînirea betonului ;

4 — rapiditatea cu care se produce carbonatarea ;

5 — influenţa fisurilor asupra coroziunii oţelului-beton ;

6 — coroziunea prin fisurare sub tensiune şi absorbţia hidrogenului.

De asemenea, federaţiile internaţionale pentru beton precomprimat (FIP) şi pentru poduri şi şarpante au acordat o atenţie deosebită problemei coroziunii. În U.R.S.S., cercetările teoretice şi experimentale în laboratorul pentru coroziunea armăturii de pe lîngă Institutul pentru beton şi beton armat (NIIJB) au condus la obţinerea unor date importante asupra cauzelor şi posibilităţilor de evitare sau reducere a pericolului coroziunii armăturii în beton. Un mare număr de date experimentale referitoare la coroziunea în betonul armat şi betonul precomprimat a fost obţinut de sectorul „Încercarea materialelor pentru construcţii“ de la Technische Hochschule München.

În R.D.G., cercetările organizate, referitoare la coroziune, au început în anul 1964 cu tema complexă „Protecţia oţelului-beton contra coroziunii“. Datele obţinute au condus la „Instrucţiuni referitoare la protecţia betonului precomprimat contra coroziunii“, care au intrat în vigoare la 1. apr. 1965. În acest scop, a fost necesar să se fixeze unele condiţii acoperitoare, pentru evitarea degradărilor datorite coroziunii armăturilor.

Pe baza încercărilor, a datelor experimentale ulterioare, instrucţiunile vor suferi desigur modificări.

Instrucţiunile au ca scop asigurarea unei siguranţe mai mari la coroziune a armăturii în beton precomprimat, prin sporirea grosimii stratului de acoperire cu beton, limitarea volumului porilor în beton ; de asemenea se urmăreşte reducerea pericolului coroziunii prin fisurarea sub tensiune, prin micşorarea eforturilor admisibile din armăturile pretensionate.

Mărirea grosimii stratului de acoperire din beton la elementele de beton precomprimat şi utilizarea unei cantităţi suplimentare de armătură sporesc consumul de materiale şi greutatea elementelor şi ridică preţul de cost.

Este de aceea necesară continuarea cercetărilor pentru lămurirea ştiinţifică a tuturor aspectelor fenomenelor de coroziune şi pe această bază trecerea la o reformulare a condiţiilor în sensul renunţării la unele cerinţe prea severe şi acoperitoare, care exprimă în mare măsură lipsa în prezent a unei concepţii clare asupra coroziunii armăturii în beton.

În februarie 1965, s-a creat în R.D.G. în cadrul secţiei „Beton armat şi construcţii“ grupa de lucru „Protecţia oţelului-beton contra coroziunii“ care va avea următoarele atribuţii :

1. Întocmirea programului general şi stabilirea obiectivelor pentru lucrările de cercetare şi experimentale, care urmează să se efectueze în R.D.G. în domeniul coroziunii şi al protecţiei contra coroziunii în construcţii, întocmirea temelor concrete de cercetare şi experimentare.

2. Avizarea lucrărilor de cercetare şi experimentare efectuate şi stabilirea măsurilor pentru aplicarea în practică a rezultatelor obţinute.

3. Conducerea lucrărilor şi organizarea colaborării internaţionale în domeniul coroziunii şi protecţiei contra coroziunii.

Această grupă lucrează în strînsă colaborare cu secţia centrală pentru protecţia contra coroziunii de pe lîngă Secretariatul de Stat pentru cercetare şi tehnică din Berlin.

În anul 1966 cercetările referitoare la problema coroziunii vor fi continuate şi intensificate. În prezent lucrează în R.D.G., pentru elaborarea bazelor protecţiei contra coroziunii în domeniul construcţiilor, un număr redus de forţe de cercetare în raport cu importanţa problemei.

De aceea Consiliul de Miniştri al R.D.G. a decis organizarea unui „laborator central pentru protecţia betonului, betonului armat şi betonului precomprimat contra coroziunii“, care va fi organizaţia conducătoare pentru toate problemele coroziunii în domeniul construcţiilor.

STUDII ŞI CERCETĂRI

O metodă electroacustică de măsură a deformaţiilor

Prof. ing. G. d'Albon şi fiz. M. Groper
INCERC – secţia Iaşi

În tehnica modernă a măsurătorilor mărimilor mecanice îşi face loc, din ce în ce mai mult, folosirea procedeelor electrice, electromagnetice, electroacustice etc. de determinare a tensiunilor şi deformaţiilor în betoane şi oţeluri.

Marea lor diversitate permite alegerea procedeului de măsură cel mai potrivit în problemele indicate de cercetare şi practică, cercetătorul folosind posibilităţile cele mai favorabile ale acestora, funcţie de precizia cerută şi de întinderea domeniului de măsură.

Determinarea eforturilor pe calea măsurării alungirilor relative prin metode tensometrice a căpătat o răspîndire deosebită, în cercetare şi producţie, datorită posibilităţilor largi ce le oferă diverse metode şi aparate, care folosesc corespondenţa stabilită de un traductor oarecare între variaţia unui parametru fizic (frecvenţă, inductanţă, rezistenţă, capacitate electrică ş.a.) şi alungirea sa relativă. Aceşti traductori au anumite domenii şi limite de aplicabilitate, posibilităţile de măsură diferind cu metoda şi aparatura folosită.

Unul dintre procedeele cele mai precise şi robuste de determinare a deformaţiilor pe un domeniu întins de alungiri relative, de ordinul a 0,001 din lungimea de referinţă (baza de măsură), este al tensometriei acustice cu corzi vibrante.

În cadrul cercetărilor experimentale efectuate la INCERC s-a pus la punct un procedeu de măsură electroacustic în care traductorul se realizează uşor, din materiale ce se găsesc în ţară, iar restul aparaturii folosite este de tipul celei ce se găseşte curent în laboratoare, fără a fi destinată special problemelor tensometriei cu corzi (oscilograf catodic, generator de audiofrecvenţă etc.).

Traductorul folosit este o coardă vibrantă care îşi modifică frecvenţa oscilaţiilor transversale libere cu tensiunea mecanică din ea. Coarda, cu secţiune neglijabilă în comparaţie cu lungimea sa l, este întinsă între doi suporţi fixaţi pe elementul cercetat.

Dacă f_0 este frecvenţa micilor oscilaţii transversale ale corzii corespunzătoare unei tensionări date iniţial firului, modificarea lungimii acestuia cu Δl duce la schimbarea corespunzătoare a frecvenţei după relaţia :

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{4\, l^2\, \delta}{Eg} (f^2 - f_o^2) \tag{1}$$

în care :

l este lungimea corzii în cm ;

δ — densitatea oţelului corzii în kg/cm^3 ;

E — modulul de elasticitate al oţelului corzii în kg/cm^2 ;

g — acceleraţia gravităţii în cm/s^2 ;

f şi f_0 — frecvenţa finală şi iniţială a corzii în Hz.

Problema de măsură care se pune este a determinării frecvenţelor de lucru ale corzii. Aceasta se rezolvă — similar altor probleme de măsură — funcţie de precizia şi sensibilitatea dorită.

Trebuie reţinute următoarele observaţii :

— Transmiterea unui semnal de o anumită frecvenţă, de la traductor pînă la staţia înregistratoare, nu modifică valoarea acestei mărimi, indiferent de pierderile rezistive sau amplificările necunoscute ale lanţului înregistrator. Aceasta constituie una dintre proprietăţile cele mai importante ale metodei, faţă de alte procedee care stabilesc corespondenţa între variaţia unei mărimi electrice şi alungirea relativă a materialului cercetat.

— Traductorul cu corzi vibrante — în aceleaşi condiţii de solicitare şi temperatură — îşi păstrează vreme îndelungată aceeaşi frecvenţă, ceea ce face ca tensometria acustică cu corzi să-şi găsească întrebuinţarea acolo unde alte procedee nu asigură o reproducere fidelă a fenomenului pe durate lungi.

În ceea ce priveşte ordinul de mărime a sensibilităţii ce se poate obţine, se poate realiza uşor un ε de ordinul lui 10^{-6}, dacă se foloseşte o coardă de 15 cm cu o tensiune iniţială corespunzătoare unei frecvenţe $f_0 = 250$ Hz şi dacă există posibilitatea aprecierii unei variaţii de frecvenţă de 0,5 Hz.

Într-adevăr

$$\varepsilon = \frac{\mathrm{A}l}{l} = \frac{4\, l^2\, \delta}{Eg} (f^2 - f_o^2) =$$

$$= \frac{4 \cdot 15^2 \cdot 7{,}85 \cdot 10^{-3}}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 9{,}81 \cdot 10^2} (250{,}5 + 250)\ (250{,}5 - 250) \cong 8{,}5 \cdot 10^{-7}$$

adică o valoare mai mică chiar decît cea propusă.

Aceasta dă posibilitatea aprecierii unei variaţii de efort de 2 kgf/cm^2 în cazul oţelurilor ($\sigma = \varepsilon E = 10^{-6} \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 = 2{,}1$ kgf/cm^2) şi de 0,250 kgf/cm^2 în cazul betoanelor ($\sigma = \varepsilon E = 10^{-6} \cdot 2{,}5 \cdot 10^5 = 0{,}250$ kgf/cm^2).

Exprimînd alungirea Δl sub forma

$$\Delta l = 2 \cdot k \cdot \bar{f} \cdot \Delta f \tag{2}$$

unde

$$\bar{f} = \frac{f + f_0}{2},$$

se vede uşor că este mai puţin importantă cunoaşterea precisă a frecvenţei etalonului cu care se compară frecvenţele de lucru ale corzii ; în schimb se remarcă însemnătatea constanţei acesteia în timp, de unde marea atenţie ce trebuie acordată stabilităţii frecvenţelor de referinţă.

Tot din relaţia (1) rezultă că sensibilitatea va fi cu atît mai mare cu cît f_0 este mai mic, deoarece la o aceeaşi diferenţă a pătratelor celor două frecvenţe, acestea sînt cu atît mai depărtate cu cît sînt mai mici.

De asemenea, sensibilitatea creşte mult cu micşorarea lungimii corzii.

Într-adevăr, dacă pentru o coardă de lungime l avem :

$$\Delta l = \frac{4\, l^3 \delta}{Eg} (f^2 - f_o^2) = \frac{4\, l^3 \delta}{Eg} N$$

pentru o coardă de n ori mai scurtă vom avea :

$$\frac{\Delta l}{n} = \frac{4\, l^3 \delta}{n^3 Eg} \cdot X$$

şi din compararea acestor două relaţii rezultă :

$$X = n^2 \cdot N. \tag{3}$$

Dacă la rezultatul acestei observaţii asociem şi montajul din figura 1, adică baza de măsură l este ocupată de o tijă şi o coardă (coarda avînd secţiune neglijabilă în comparaţie cu cea a tijei), deformaţiile specifice corespunzătoare distanţei l sînt preluate în întregime de coardă şi în felul acesta în coardă apar tensiuni mecanice mai mari decît în materialul supus

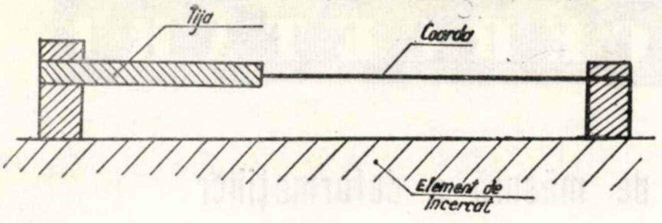


Fig. 1

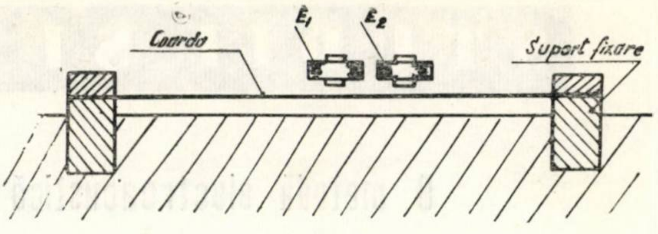


Fig. 3

solicitării, adică la o variație mică a lui Δl corespund variații însemnate ale frecvenței corzii.

Această observație permite obținerea unei sensibilități ridicate pentru $\frac{\Delta l}{l}$ chiar dacă aprecierea frecvențelor de lucru ale corzii se face cu o precizie mai mică.

La măsurătorile de precizie trebuie luate și o serie de precauții suplimentare legate de proprietățile de dilatare termică a oțelului corzii și materialului elementului încercat.

Deoarece ε_t (coeficientul de dilatare termică pentru 1°C) la oțeluri și betoane este de ordinul lui 10^{-5}, apare necesar ca în cazul măsurătorilor care cer sensibilitatea de 10^{-6}, să se facă o termostatare care să asigure o diferență maximă de 0,1°C între material și coardă. Aceasta se realizează în practică, relativ ușor, deoarece coarda se găsește în apropierea și sub influența termică a elementului de încercat, urmărind lesne variațiile lente de temperatură ale acestuia. Acoperirea corzii cu o cutie termoizolatoare, cu pereții dubli, asigură o temperatură a corzii egală cu a materialului asupra căruia se fac măsurători.

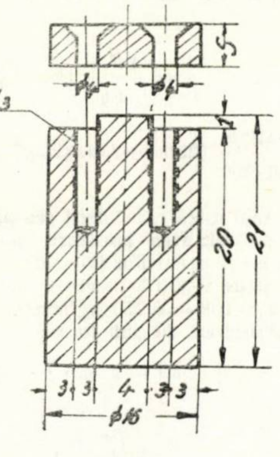


Fig. 2

Mai trebuie avut în vedere că ε_t variază diferit de la material la material; aceasta poate crea dificultăți cînd temperatura din timpul determinării lui f este diferită cu 10...15°C de cea din timpul determinării lui f_0. De aceea, cînd elementul cercetat este din beton, măsurătorile trebuie făcute în jurul aceleiași temperaturi sau, dacă acest lucru nu este posibil, la măsurătorile de precizie trebuie făcută corecția termică adecvată.

★

În cadrul încercărilor efectuate la INCERC s-au obținut rezultate bune în ceea ce privește sensibilitatea și stabilitatea procedeului electroacustic folosit. În experimentările făcute s-a utilizat coarda de vioară „mi'' întinsă între doi suporți de fixare, a căror formă și dimensiuni sînt date în figura 1.

Suportul este introdus într-o gaură cu un diametru cu 2—3 mm mai mare, pe o adîncime de 17 mm. Spațiul dintre suport și material se umple cu un liant.

Prin strîngerea corzii în suport, forța P la care s-ar produce alunecarea sîrmei este egală cu

$$P = 2 \cdot N_t \cdot \mu$$

în care N_t este efortul axial în șuruburile M_3 și μ coeficientul de frecare dintre coardă și suport.

Dacă $\mu = 0{,}3$ și $N_t = 10$ kgf (am ales valori mai mici decît cele ce se realizează în mod real, pentru un calcul acoperitor), atunci $P = 6$ kgf, în timp ce efortul în coarda „mi'' cu $\varnothing = 0{,}02$ cm, chiar pentru deformații specifice mari, de 10^{-3}, este

$$F = 10^{-3} \cdot 2{,}1 \cdot 10^{6} \cdot \frac{\pi}{4}(0{,}02)^2 \cong 0{,}650 \text{ kgf},$$

adică o forță mult mai mică decît cea la care s-ar putea produce lunecarea corzii din suporți.

Găurile în betoane se dau cu un burghiu special, prevăzut cu tabletă Vidia.

Punerea în vibrație a corzii se face cu un electromagnet E_1 de felul celor din căștile folosite de radioamatori, trecînd prin bobina acestuia un curent continuu timp de o fracțiune de secundă. Un al doilea electromagnet E_2 — asemănător cu primul dar cu mai multe spire — constituie elementul principal al traductorului (fig. 2). Cînd coarda vibrează, interferul format de ea și miezul magnetului se modifică și o dată cu aceasta variază și fluxul magnetic ce trece prin bobină, flux creat de magnetul permanent (miezul bobinei). Variația de flux face să apară la capetele bobinei o tensiune electrică alternativă de frecvență a oscilațiilor corzii. Valoarea acestei tensiuni fiind de ordinul milivolților, poate fi studiată direct la un oscilograf catodic, cu amplificarea suficientă.

Determinarea frecvențelor de lucru ale corzii se face prin metoda figurilor Lissajous, comparînd frecvența tensiunii electrice date de bobina traducătoare cu cea dată de un generator de frecvență variabilă.

Precizia depinde — așa cum s-a mai arătat — de stabilitatea frecvenței date de generatorul cu care se apreciază unisonul cu vibrațiile corzii. Generatoarele de frecvență variabilă de tip RC de calitate obișnuită pot asigura o precizie asupra lui ε de ordinul a $3-5 \cdot 10^{-6}$, în timp ce generatoarele de calitate pot fi folosite pentru sensibilități de ordinul lui 10^{-6}.

Bibliografie

[1] l'Hermite R. : *Méthodes générales d'essai et de contrôle en laboratoire. Mesures géométriques et mecaniques.* Paris, Eyrolles 1959.

[2] Turicin A. M. : *Măsurarea electrică a mărimilor neelectrice.* Trad. din l. rusă. București, Ed. Tehnică, 1957.

Problema stabilirii sortimentului minim al profilelor cu pereți subțiri formate la rece pentru elemente de construcții

Conf. ing. I. Appeltauer, conf. ing. V. Bota, ing. V. Gioncu
INCERC – secția Timișoara

1. PREZENTAREA LUCRĂRII

1.1. Necesitatea studiului sortimentului minim pentru elemente de construcții

În construcții, profilele cu pereți subțiri, formate la rece, se pot clasifica în două categorii:

a) Elemente de rezistență, lucrînd la întindere, compresiune sau încovoiere, care prin concentrarea materialului, în jurul centrului de greutate al secțiunii transversale, intră în categoria barelor cu pereți subțiri.

b) Elemente folosite la pereți, planșee, învelitori etc., care prin extensiunea pereților intră în categoria plăcilor.

Deoarece proporționarea profilelor stă la îndemîna constructorului, la INCERC secția Timișoara, în colaborare cu catedra de construcții metalice a Institutului politehnic Timișoara*), s-au întreprins studii privind stabilirea unui sortiment minim, care să satisfacă atît criteriile constructive și de stabilitate a echilibrului, cît și cerințele unei dimensionări economice.

1.2. Alegerea sortimentului minim

1.2.1. Domeniul avut în vedere

Lucrarea se referă numai la elementele de rezistență de tipul barelor cu pereți subțiri, cu care se alcătuiesc grinzi cu zăbrele, pane și eventual grinzi. Nu s-au considerat elementele de tipul plăcilor, utilizate la învelitori, pereți și eventual planșee. De aceea lista minimă de profile alese cuprinde numai profilele U, Z și corniere, cu aripi neîntărite sau întărite cu reborduri, precum și profile omega.

1.2.2. Criterii pentru alegerea sortimentului minim

Pentru alegerea sortimentului minim, s-au folosit pe de o parte normele americane [1], redactarea a doua a proiectului de recomandări de standardizare [2], întocmite în cadrul CAER de U.R.S.S. pentru profile U și corniere, în vederea obținerii unui sortiment unificat, și normele DIN [3] corespunzătoare, iar pe de altă parte s-au avut în vedere, atît criterii constructive respectiv de stabilitate a echilibrului, cît și restricțiile impuse de lățimile benzilor laminate la cald de CS Hunedoara. S-a putut constata astfel că, în linii mari, profilele introduse în materialul normativ menționat, satisfac atît criteriile constructive, cît și cele de stabilitate a echilibrului.

Astfel din punctul de vedere al stabilității echilibrului, Pflüger [4] stabilește forma optimă a profilelor U și Z la compresiune centrică, ținînd seamă de legătura elastică dintre inima și tălpile profilului. Notînd cu B lungimea liniei mediane, rezultă din figura 1 că valoarea maximă a coeficientului k* din formula efortului unitar critic

$$\sigma_{cr} = k^* \frac{\pi^2 E}{12\,(1-\mu^2)} \cdot \left(\frac{g}{B}\right)^2 \tag{1}$$

se obține pentru raportul $\frac{b}{h} \approx 0{,}4$. Întrucît acest raport optim nu poate fi respectat în mod riguros, în figura 1 linia plină corespunde rapoartelor folosite la sortimentul propus. În acest sens s-a considerat că pînă la înălțimea de 120 mm inclusiv, profilele U se folosesc curent pentru elemente comprimate centric.

Pentru a găsi raportul $\frac{b}{h}$ optim și în cazul încovoierii, s-a considerat în mod aproximativ talpa profilului încastrată perfect în inimă, iar inima la rîndul ei articulată de talpă. Egalînd eforturile unitare critice corespunzătoare, pentru compresiunea centrică a tălpii și pentru încovoierea pură a inimii, rezultă $\frac{b}{h} = 0{,}23$. Pentru sortimentul folosit curent la încovoiere (140 mm $\leqslant h \leqslant$ 200 mm), rapoartele adoptate oscilează între 0,2 și 0,3.

Tălpile profilelor alese satisfac condiția plăcilor comprimate neîntărite $\frac{b}{g} \leqslant 30$ [1].

În cazul profilelor U și Z cu tălpi întărite prin reborduri rapoartele alese $\frac{b}{h}$ variază între 0,4 și 0,6, iar $\frac{c}{b}$ între 0,2 și 0,6. Astfel valorile corespunzătoare ale coeficientului k_h din formula efortului unitar critic, scrisă de Hertel [5] sub forma:

$$\sigma_{cr} = k_h\, E \left(\frac{g}{h}\right)^2, \tag{2}$$

sînt situate în domeniul optim al curbei superioare din figura 2. În același timp, dimensiunea a satisface și condiția momentului de inerție minim al rebordului, reprezentată prin relația

$$a \geqslant 2{,}8\, g \sqrt[6]{\left(\frac{b}{g}\right)^2 - 144} \tag{3}$$

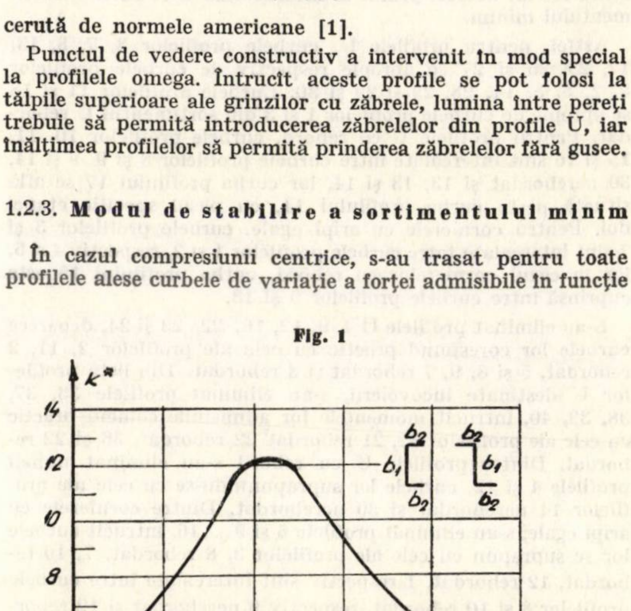
cerută de normele americane [1].

Punctul de vedere constructiv a intervenit în mod special la profilele omega. Întrucît aceste profile se pot folosi la tălpile superioare ale grinzilor cu zăbrele, lumina între pereți trebuie să permită introducerea zăbrelelor din profile U, iar înălțimea profilelor să permită prinderea zăbrelelor fără gusee.

1.2.3. Modul de stabilire a sortimentului minim

În cazul compresiunii centrice, s-au trasat pentru toate profilele alese curbele de variație a forței admisibile în funcție

Fig. 1



---

*) Din partea Catedrei de construcții metalice a I.P. Timișoara au participat la elaborarea lucrării ing. R. Ionescu și ing. E. Schuch.

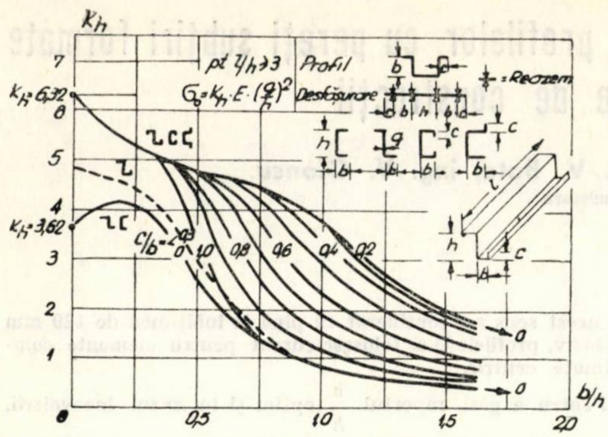


Fig. 2

de coeficientul de zvelteţe. Conducerea calculului va fi prezentată în capitolele 2 şi 3. Analizînd diagramele obţinute, s-au eliminat în primul rînd profilele care au condus la suprapuneri de curbe. Dintre profilele rămase, cele corespunzătoare la un pas uniform au constituit sortimentul minim propriu-zis. Profilele cu curbele intercalate vor putea îmbogăţi ulterior sortimentul minim. La analizarea profilelor U (şi Z), problema a fost studiată, atît pentru întreaga gamă de profile, cît şi separat pe înălţimi, avînd în vedere utilizarea acestor profile ca diagonale şi montanţi la grinzi cu zăbrele, cînd sînt necesare game de profile cu înălţimi constante. Gamele pe înălţimi au fost stabilite considerînd împreună profilele U cu tălpi neîntărite şi întărite. În mod similar s-a procedat şi la cornierele întărite şi neîntărite.

În cazul încovoierii, s-au stabilit momentele încovoietoare admisibile şi s-au reprezentat în funcţie de înălţimea profilelor, eliminînd profilele care au repetat cu aproximaţie momentul admisibil. Această analiză s-a extins numai asupra profilelor cu talpa neîntărită sau întărită cu $h > 120$ mm.

Din profilele trecute în tabelele 1...6 s-au stabilit pe baza diagramelor 1...10, respectiv a tabelei 7, sortimentul minim, constituind etapa întîi din punctul de vedere al necesităţilor în construcţii.

În etapa a doua, s-au trecut profilele care în caz de nevoie vor putea lărgi în viitor sortimentul minim. Curbele reprezentative ale acestor profile se intercalează între curbele sortimentului minim.

Astfel, pentru profilele U, curbele profilelor 3, 7, 8, 13, 17, 25, 26 şi 27 se apropie respectiv de curbele profilelor 5, 2, 5, 14, 28, 29 şi 29 şi 30. Curbele profilelor 11 şi 18 se apropie de curbele profilelor 1 şi 3 din sortimentul U rebordat. Pentru profilele U cu rebord, curbele profilelor 10, 11, 15 şi 16 sînt intercalate între curbele profilelor 8 şi 9, 9 şi 14, 30 nerebordat şi 13, 13 şi 14, iar curba profilului 17 se află situată peste curba profilului 14, cu pasul specific etapei doi. Pentru cornierele cu aripi egale, curbele profilelor 3 şi 7 sînt intercalate între curbele profilelor 1 şi 2, respectiv 4 şi 5, iar în cazul cornierelor cu rebord, curba profilului 15 este cuprinsă între curbele profilelor 9 şi 13.

S-au eliminat profilele U 4, 9, 12, 16, 22, 23 şi 24, deoarece curbele lor corespund practic cu cele ale profilelor 2, 11, 2 rebordat, 5 şi 8, 9, 7 rebordat şi 8 rebordat. Din lista profilelor U destinate încovoierii, s-au eliminat profilele 33, 37, 38, 39, 40, întrucît momentele lor admisibile coincid practic cu cele ale profilelor 32, 21 rebordat 22 rebordat, 36 şi 22 rebordat. Dintre profilele U cu rebord s-au eliminat numai profilele 4 şi 12, curbele lor suprapunîndu-se cu cele ale profilelor 14 nerebordat şi 30 nerebordat. Dintre cornierele cu aripi egale, s-au eliminat profilele 6 şi 9...16, întrucît curbele lor se suprapun cu cele ale profilelor 3, 8 rebordat, 7, 10 rebordat, 12 rebordat, 1 respectiv sînt intercalate între curbele profilelor 8 şi 10 rebordat, respectiv 9 nerebordat şi 12 rebordat. Dintre cornierele cu aripi egale cu reborduri s-au eliminat profilele 1...7 şi 14, deoarece curbele lor se suprapun cu cele ale profilelor 2 nerebordat, 7 nerebordat, 4 nerebordat, 5 nerebordat, 10, 5 nerebordat, 10 şi 12.

2. METODA DE CALCUL

2.1. Alegerea metodei

Diagramele 1...10 şi tabela 7 au un rol orientativ şi au servit la alegerea sortimentului minim. Ele pot fi folosite în proiectare mai ales pentru antedimensionări. În lipsa unei metode de calcul standardizate, s-a utilizat metoda din normele americane, ca fiind cea mai simplă, cu adaptări minime la oţelul OL 38 folosit curent în construcţii. Stabilirea definitivă a metodei de calcul face obiectul unor cercetări în continuare la INCERC.

2.2. Definirea rezistenţei admisibile

În calcule s-a înlocuit limita de curgere a oţelului C după normele americane de 2 320 kgf/cm² cu limita de curgere a oţelului OL 38 de 2 400 kgf/cm², aplicînd aceeaşi creştere a

Tabela 1

Profil [. Sortiment

Nr.	h	b	g	r	Observaţii		
					et. 1	et. 2	elim
1	50	20	2,0	3,0	×		
2			2,5		×		
3			3,0			×	
4		32	2,0	3,0			×
5			2,5		×		
6			3,0		×		
7	60	25	2,0	3,0		×	
8			2,5			×	
9			3,0				×
10		32	2,0	3,0	×		
11			2,5			×	
12			3,0				×
13	80	32	2,0	3,0		×	
14			2,5		×		
15			3,0		×		
16		40	2,0	3,0			×
17			2,5			×	
18			3,0			×	
19	100	32	2,0	3,0	×		
20			2,5		×		
21			3,0		×		
22		40	2,0	3,0			×
23			2,5				×
24			3,0				×
25	120	32	2,0	3,0		×	
26			2,5			×	
27			3,0			×	
28		40	2,0	3,0	×		
29			2,5		×		
30			3,0		×		
31	160	32	2,5	3,0	×		
32			3,0		×		
33		40	2,5	3,0			
34			3,0		×		×
35	200	50	2,5	3,0	×		
36			3,0	3,0	×		
37			3,5	6,0			×
38			4,0	6,0			×
39		60	3,0	3,0			×
40			3,5	6,0			×
41			4,0	6,0	×		

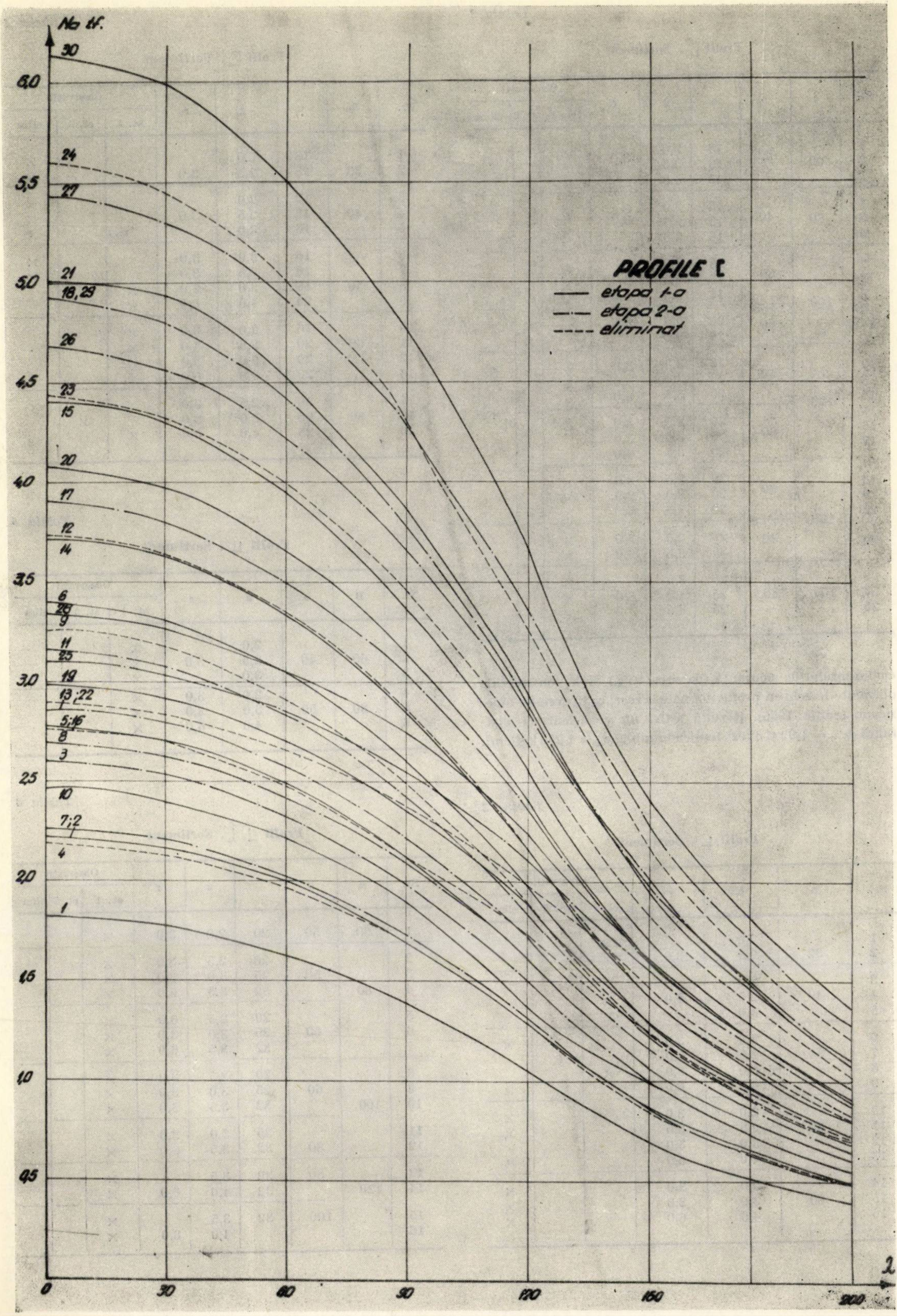

Na tf.
6,0
5,5
5,0
4,5
4,0
3,5
3,0
2,5
2,0
1,5
1,0
0,5
0
30
60
90
120
150
200
λ
30
24
27
21
18,29
26
23
15
20
17
12
14
6
28
9
11
25
19
13;22
1
5;16
8
3
10
7;2
4
1
PROFILE [
etapa I-a
etapa 2-a
eliminat

Diagrama 1

Tabela 2

Profil [. Sortiment

Nr.	h	b	c	g	r	Observații		
						et. 1	et. 2	elim
1	60	32	13	2,0	3,0	×		
2			13	2,5		×		
3			16	3,0		×		
4	80	40	13	2,0	3,0			×
5			13	2,5		×		
6			16	3,0		×		
7	100	50	16	2,0	3,0	×		
8			16	2,5		×		
9			16	3,0		×		
10		60	20	2,5	3,0		×	
11			20	3,0			×	
12	120	50	16	2,5	3,0			×
13			16	3,0	3,0	×		
14			20	3,5	6,0	×		
15		60	20	2,5	3,0		×	
16			20	3,0	3,0		×	
17			20	3,5	6,0		×	
18	160	60	20	2,5	3,0	×		
19			20	3,0	3,0	×		
20			20	3,5	6,0	×		
21		80	25	3,0	3,0	×		
22			25	3,5	6,0	×		
23	200	80	25	3,5	6,0	×		
24			25	4,0		×		
25			25	4,5		×		

coeficientului de siguranță (de circa 10 %) de la construcțiile obișnuite la cele cu profile formate la rece, ca în normele americane (ediția 1956). Rezultă astfel un coeficient de siguranță de $c = 1{,}92$ și o rezistență admisibilă $\sigma_a = 1\,250$ kgf/cm².

Tabela 3

Profil L . Sortiment

Nr.	b	g	r	Observații		
				et. 1	et. 2	elim
1	32	2,0	3,0	×		
2		2,5		×		
3	40	2,0	3,0		×	
4		2,5		×		
5		3,0		×		
6	50	2,0	3,0			×
7		2,5	3,0		×	
8		3,0	3,0	×		
9		4,0	6,0			×
10	63	2,0	3,0			×
11		2,5	3,0			×
12		3,0	3,0			×
13		4,0	6,0			×
14	80	2,0	3,0			×
15		3,0	3,0			×
16		4,0	6,0			×

Tabela 4

Profil [. Sortiment

Nr.	b	c	g	r	Observații		
					et. 1	et. 2	elim
1	32	13	2,0	3,0			×
2		13	2,5				×
3	40	13	2,0	3,0			×
4		13	2,5				×
5		16	3,0				×
6	50	16	2,0	3,0			×
7		16	2,5	3,0			×
8		16	3,0	3,0	×		
9		20	4,0	6,0	×		
10	60	16	2,0	3,0	×		
11		20	2,5	3,0	×		
12		20	3,0	3,0	×		
13		20	4,0	6,0	×		
14	80	20	2,5	3,0			×
15		25	3,0	3,0		×	
16		25	4,0	6,0	×		

Tabela 5

Profil L . Sortiment

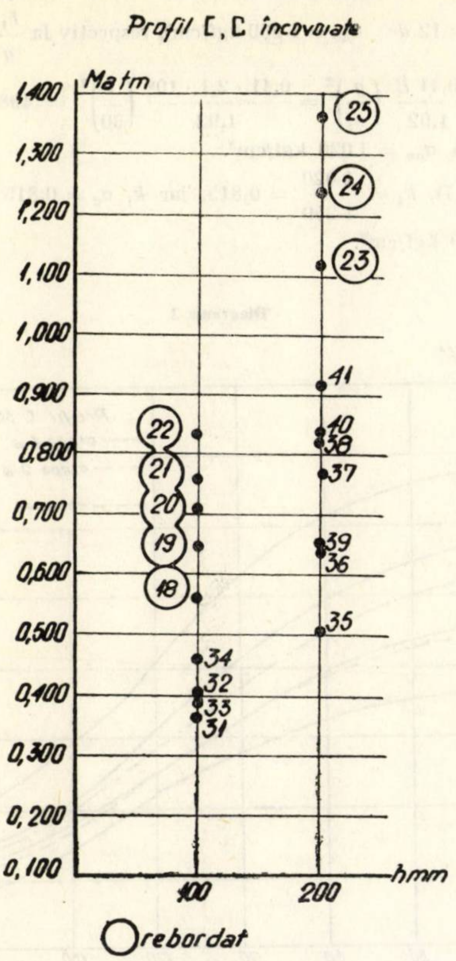
Nr.	B	b	g	r	Observații		
					et. 1	et. 2	elim
1	60	40	2,0	3,0	×		
2			2,5		×		
3			3,0		×		
4	80	50	2,0	3,0	×		
5			3,0	3,0	×		
6			4,0	6,0	×		

Tabela 6

Profil ⊥⊥. Sortiment

Nr.	h	b		g	r	Observații		
						et. 1	et. 2	elim
1	60	50	20	2,0	3,0	×		
2	80	50	20	2,5	3,0	×		
3			25	3,0	3,0	×		
4			32	3,5	6,0	×		
5		60	20	2,5	3,0	×		
6			25	3,0	3,0	×		
7			32	3,5	6,0	×		
8	100	60	20	2,5	3,0	×		
9			25	3,0	3,0	×		
10			32	3,5	6,0	×		
11		80	25	3,0	3,0	×		
12			32	3,5	6,0	×		
13	120	80	32	3,5	6,0	×		
14			32	4,0		×		
15		100	32	3,5	6,0	×		
16				4,0		×		

Tabela 7



2.3. Compresiunea centrică

2.3.1. Efortul unitar critic

În domeniul elastic, definit prin $\sigma_{cr} \geqslant \frac{\sigma_c}{2}$, efortul unitar critic se calculează cu formula lui Euler

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}, \tag{4}$$

iar în domeniul elastico-plastic cu formula parabolică a lui Johnson

$$\sigma_{cr} = \sigma_c \left(1 - \frac{1}{4}\frac{\sigma_c}{\sigma_E}\right), \tag{5}$$

unde σ_E se calculează din (4). Coeficientul de zvelteţe λ se determină ca la profilele obişnuite. Limita între cele două domenii corespunde la

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{2E}{\sigma_c}}. \tag{6}$$

Pentru a ţine seamă de flambajul cu voalare, σ_c din relaţia (5) se reduce prin înmulţire cu coeficientul k, care depinde de tipul secţiunii transversale. Din acest punct de vedere, se disting trei tipuri de secţiuni: formate numai din plăci neîntărite (corniere), numai din plăci întărite (profile U rebordate) şi mixte (profile U).

Pentru acoperirea imperfecţiunilor barelor reale, s-a folosit coeficientul de siguranţă majorat al normelor americane (ed. 1956), de 2,16.

2.3.2. Secţiuni cu plăci neîntărite

Coeficientul de reducere $k = k_1$ se obţine din relaţia

$$k_1 = \frac{\sigma_{av}}{\sigma_a}, \tag{7}$$

unde σ_{av} este rezistenţa admisibilă la voalare a plăcii neîntărite rezultînd din figura 3. La determinarea raportului b_1/g, b_1 reprezintă lăţimea plană a plăcii, adică cu excluderea zonelor de racordare.

2.3.3. Secţiuni cu plăci întărite

Coeficientul de reducere $k = k_2$ se obţine din relaţia

$$k_2 = \frac{A_{ech}}{A}, \tag{8}$$

unde A_{ech} este aşa-numita arie echivalentă a secţiunii transversale. Ea rezultă din relaţia

$$A_{ech} = A - \Sigma\, \Delta A, \tag{9}$$

unde

$$\Delta A = b_o \cdot g, \tag{10}$$

iar

$$b_0 = b_1 - b_{ech}. \tag{11}$$

Lăţimea echivalentă b_{ech} se obţine din formula

$$b_{ech} = 1{,}9\, g \sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}\left(1 - 0{,}475\, \frac{g}{b_1}\sqrt{\frac{E}{\sigma_c}}\right), \tag{12}$$

aplicabilă pentru:

$b_1/g > 28$. Pentru $b_1/g \leqslant 28$, $b_{ech} = b_1$.

(În literatură [1], [6], [7], [8] sînt date diagrame şi tabele pentru calculul lui b_{ech}).

În calculul forţei axiale admisibile se introduce aria totală a secţiunii transversale.

2.3.4. Secţiuni mixte

Coeficientul de reducere $k = k_3$ se obţine din relaţia

$$k_3 = k_1 \cdot k_2, \tag{13}$$

unde k_1 este definit prin (7) iar k_2 prin (8). La calculul lui k_2 lăţimea echivalentă a plăcii întărite se determină cu formula (12), în care σ_c se înlocuieşte cu σ_{av} a plăcii neîntărite, majorată cu coeficientul de siguranţă obişnuit ($c = 1{,}92$).

2.4. Încovoiere

2.4.1. Secţiuni mixte (de tipul profilului U)

Momentul încovoietor admisibil rezultă din relaţia

$$M_a = W \cdot \sigma_{av}, \tag{14}$$

unde W este modulul de rezistenţă al secţiunii întregi, iar σ_{av} rezistenţa admisibilă la voalare a tălpii comprimate, care rezultă din figura 3.

2.4.2. Secţiuni cu plăci întărite (de tipul profilului U rebordat)

În acest caz, în formula (14) modulul de rezistenţă se calculează pentru secţiunea echivalentă, iar σ_{av} se înlocuieşte cu rezistenţa admisibilă obişnuită.

3. EXEMPLE DE CALCUL

3.1. Compresiune centrică

3.1.1. Secțiune cu plăci neîntărite

Se determină forța admisibilă pentru corniera cu aripi egale 40 × 2 (nr. 3 din tabela 3) avînd $\lambda = 90$.

$$b_1 = b - (g + r) = 40 - (2 + 3) = 35 \text{ mm}$$

$$\frac{b_1}{g} = \frac{35}{2} = 17{,}5 > 12 \text{ (fig. 3)}$$

σ_{av} se găsește prin interpolare între valorile corespunzătoare la $\frac{b_1}{g} = 12$ de $\sigma_{av} = 1\,250$ kgf/cm², respectiv la $\frac{b_1}{g} = 30$ de

$$\sigma_{av} = \frac{0{,}41\,E}{1{,}92}\left(\frac{g}{b_1}\right)^2 = \frac{0{,}41 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{1{,}92}\left(\frac{1}{30}\right)^2 = 498 \text{ kgf/cm}^2.$$

Rezultă $\sigma_{av} = 1\,020$ kgf/cm².

Din (7), $k_1 = \frac{1\,020}{1\,250} = 0{,}815$, iar $k_1\,\sigma_c = 0{,}815 \cdot 2\,400 =$ $= 1\,960$ kgf/cm².

Diagrama 2

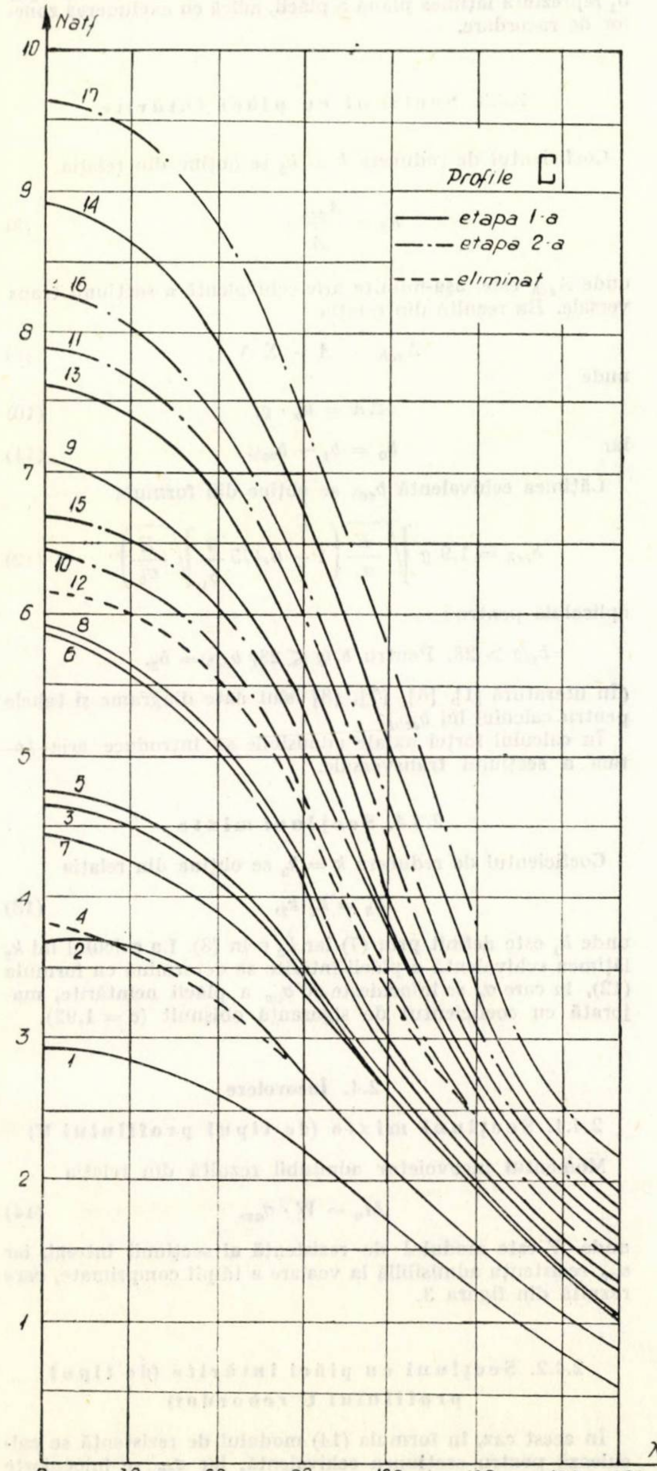


Diagrama 3

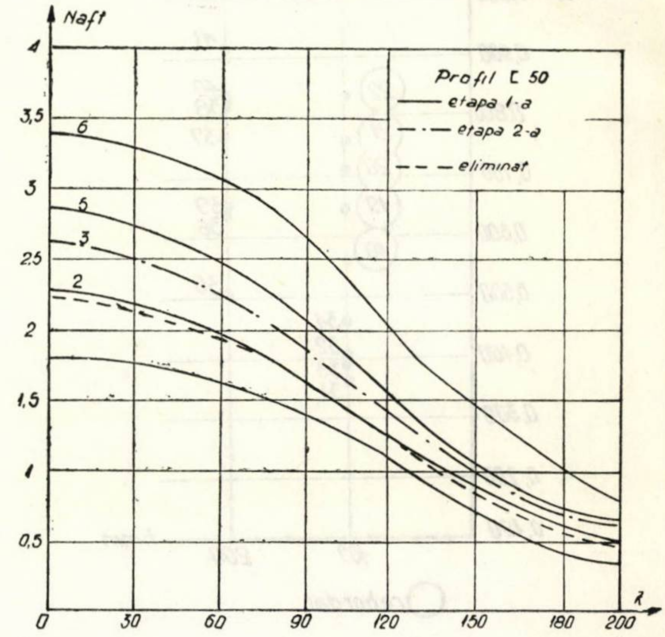
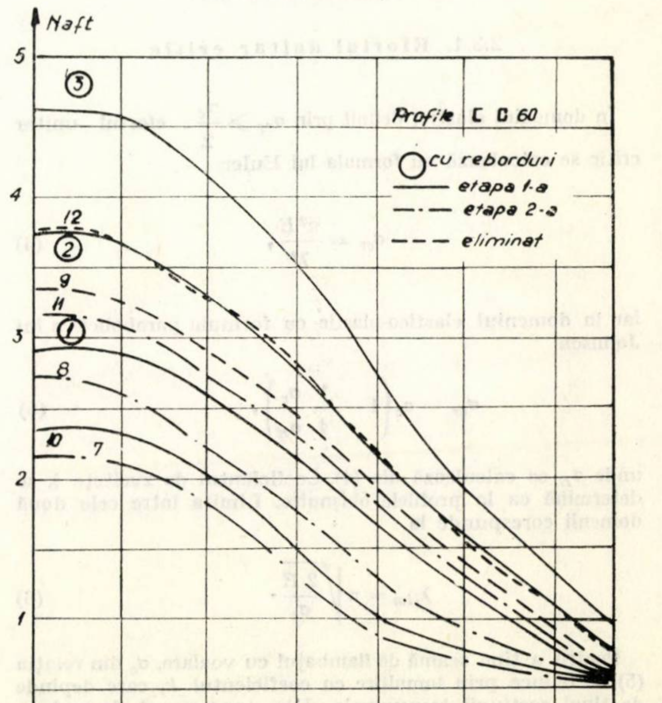


Diagrama 4



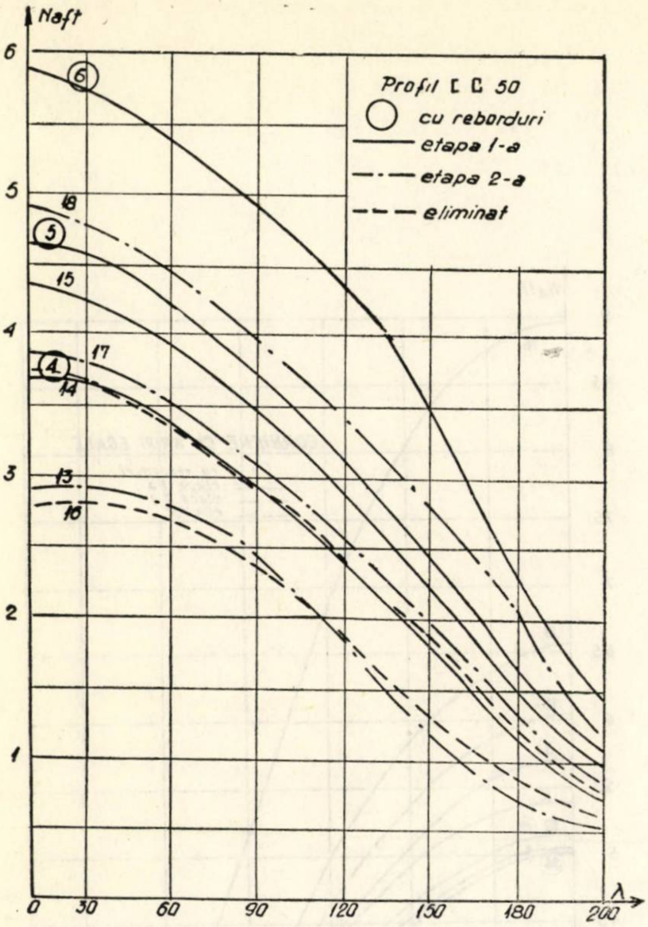


Diagrama 5

Domeniul de flambaj se determină cu (6) :

$$\lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{2 \cdot 2\,100}{1{,}960}} = 145 > 90 \text{ (domeniul elastico-plastic).}$$

Rezistența admisibilă de flambaj rezultă din (5) :

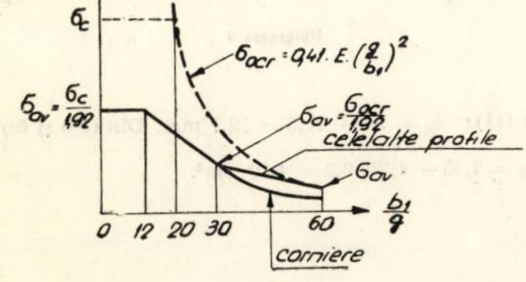
$$\sigma_{af} = \frac{1\,960}{2{,}16}\left(1 - \frac{1}{4}\,\frac{1\,960 \cdot 90^2}{\pi^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}\right) = 734 \text{ kgf/cm}^2$$

$$N_a = A \cdot \sigma_{af} = 1{,}52 \cdot 734 = 1\,118 \text{ kgf.}$$

3.1.2. Secţiune cu plăci întărite

Se determină forța admisibilă pentru profilul U rebordat 100 × 50 × 16 × 2 (nr. 7 din tabela 2) avînd λ = 90.

Fig. 3



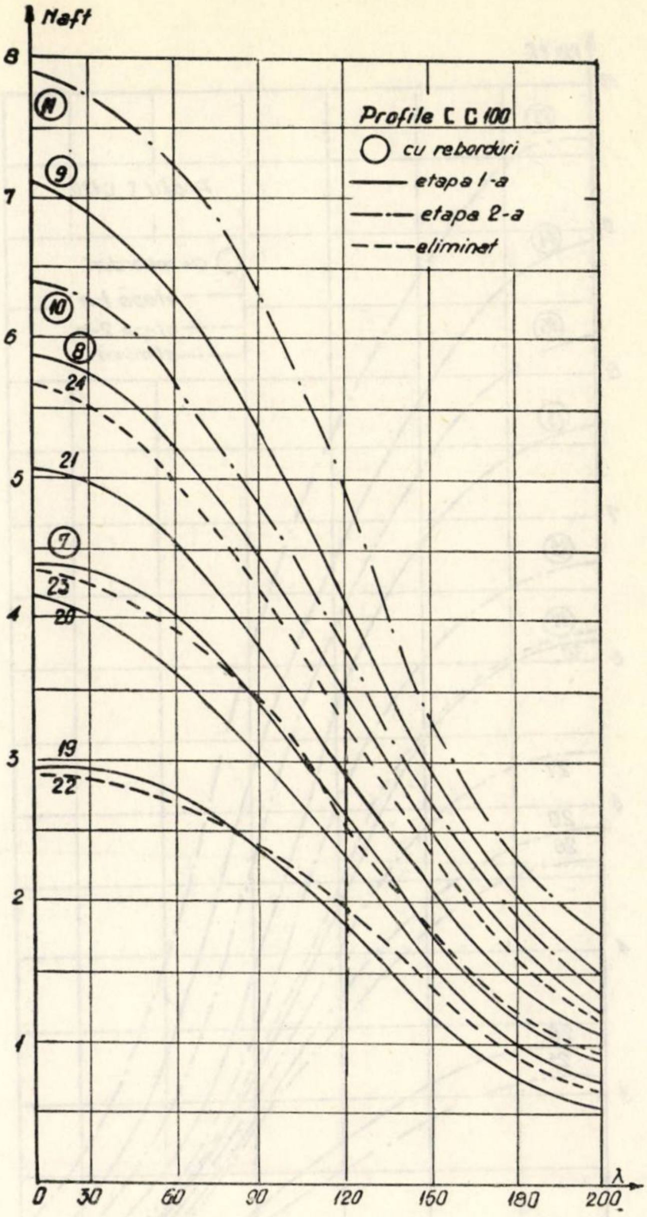
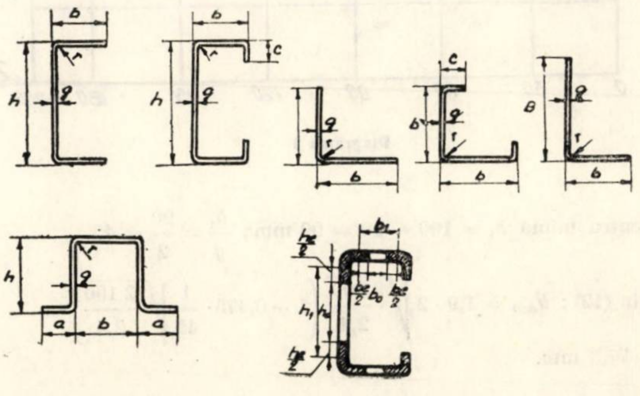


Diagrama 6

Pentru talpă : $b_1 = 50 - 2\,(2 + 3) = 40$ mm ; $\frac{b_1}{g} = \frac{40}{2} = 20 < 28$; deci $b_{ech} = b_1$.

Fig. 4



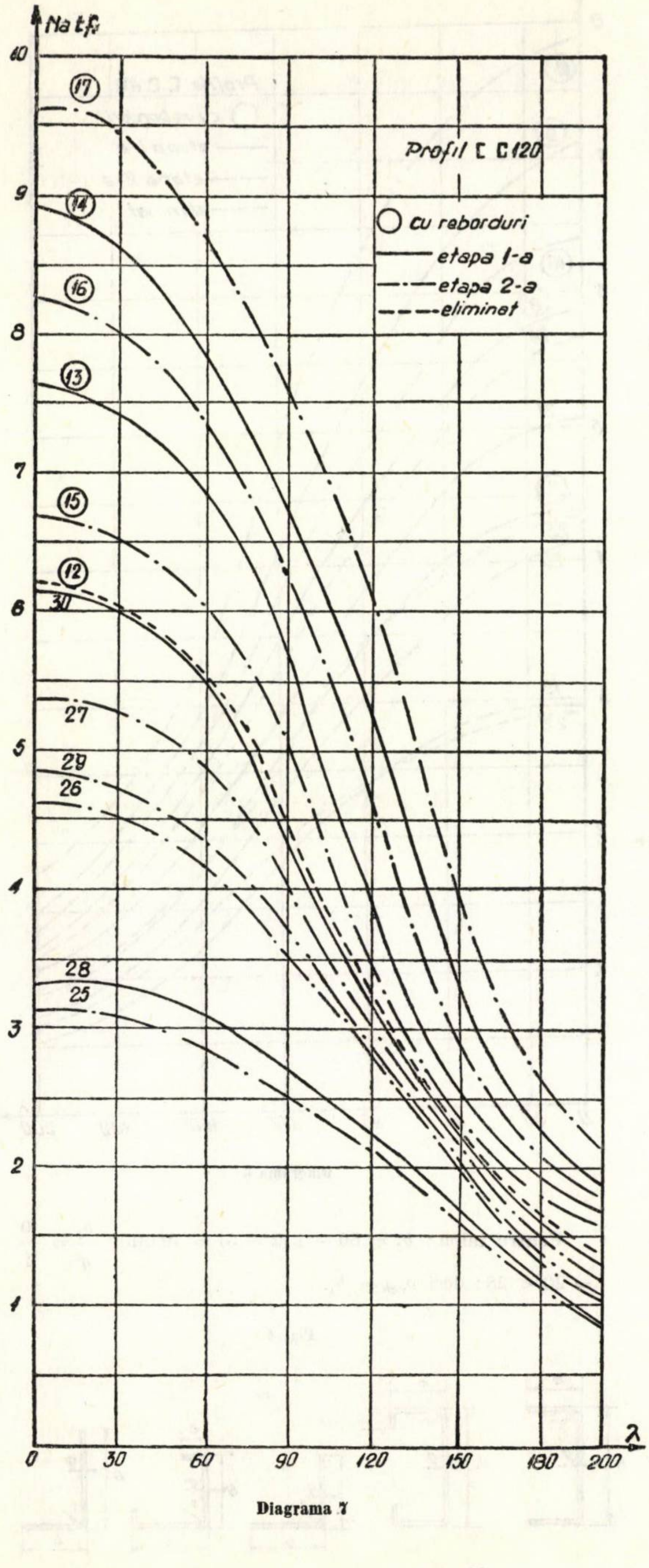


Diagrama 7

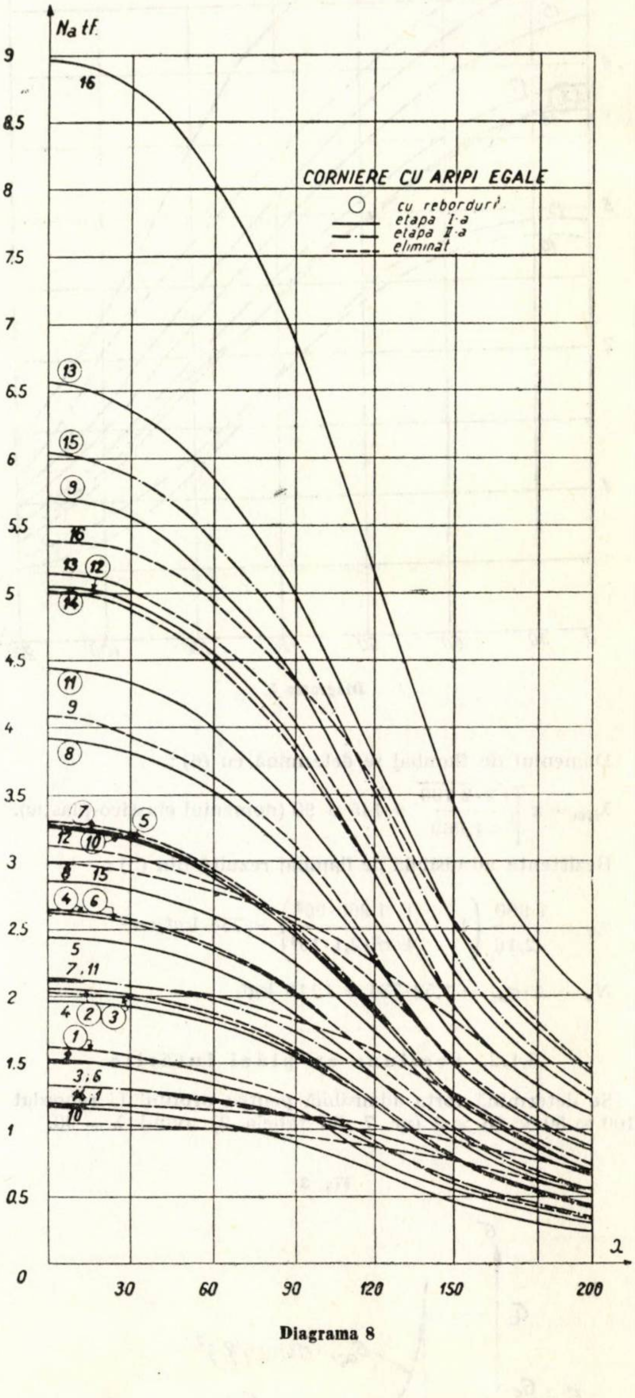


Diagrama 8

Pentru inimă :$h_1 = 100 - 10 = 90$ mm ; $\frac{h_1}{g} = \frac{90}{2} = 45$.

Din (12) : $h_{ech} = 1{,}9 \cdot 2 \sqrt{\frac{2\,100}{2{,}4}} \left(1 - 0{,}475 \cdot \frac{1}{45} \sqrt{\frac{2\,100}{2{,}4}}\right) =$

$= 77{,}3$ mm.

Din (11) : $h_0 = 90 - 77{,}3 = 12{,}7$ mm. Din (10) şi (9):

$A_{ech} = 4{,}35 - 1{,}27 \cdot 9{,}2 = 4{,}10$ cm².

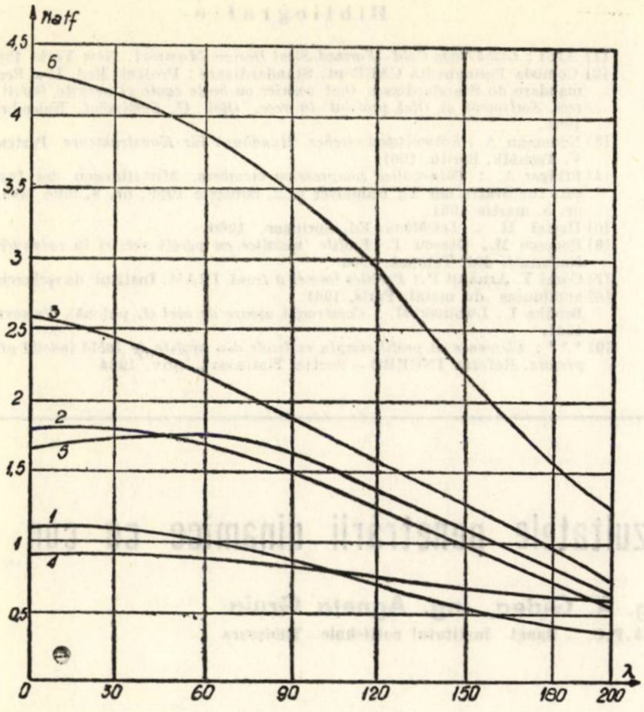


Diagrama 9

Din (8) : $k_2 = \frac{4{,}10}{4{,}35} = 0{,}943$; $k_2\,\sigma_c = 2\,250$ kgf/cm².

$$\text{Din (5)}: \ \sigma_{af} = \frac{2\,260}{2{,}16}\left(1 - \frac{1}{4}\,\frac{2\,260 \cdot 90^2}{\pi^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}\right) = 815 \ \text{kgf/cm}^2.$$

$N_a = 4{,}35 \cdot 815 \simeq 3\,540$ kgf.

3.1.3. Secțiune mixtă

Se determină forța admisibilă pentru profilul U 120 × × 40 × 2 (nr. 28 din tabela 1) avînd $\lambda = 90$.

Pentru talpă : $b_1 = 40 - (2 + 3) = 35$ mm ; $\frac{b_1}{g} = \frac{35}{2} = 17{,}5$; conform 3.1.1. : $\sigma_{av} = 1\,020$ kgf/cm² ; $k_1 = 0{,}815$.

Pentru inimă : $h_1 = 120 - 2\,(2 + 3) = 110$ mm ; $\frac{h_1}{g} = \frac{110}{2} = 55$.

$$\text{Din (12)}: \ h_{ech} = 1{,}9 \cdot 2 \cdot \sqrt{\frac{2\,100}{1{,}92 \cdot 1{,}02}}\left(1 - 0{,}475 \times \times \frac{1}{55}\sqrt{\frac{2\,100}{1{,}92 \cdot 1{,}02}}\right) = 89{,}2 \ \text{mm}.$$

Din (11) : $h_0 = 110 - 89{,}2 = 20{,}8$ mm. Din (10) și (9), $A_{ech} = 3{,}85 - 2{,}08 \cdot 0{,}2 = 3{,}43$ cm².

Din (8) : $k_2 = \frac{3{,}43}{3{,}85} = 0{,}89$.

Din (13) : $k_3 = 0{,}815 \cdot 0{,}89 = 0{,}725$; $k_3\,\sigma_c = 1\,740$ kgf/cm².

$$\text{Din (5)}: \ \sigma_{af} = \frac{1\,740}{2{,}16}\left(1 - \frac{1}{4}\,\frac{1\,740 \cdot 90^2}{\pi^2 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}\right) = 669 \ \text{kgf/cm}^2.$$

$N_a = 3{,}85 \times 669 = 2\,570$ kgf.

3.2. Încovoiere

3.2.1. Secțiune mixtă

Se determină momentul admisibil pentru profilul U 200 × 60 × 3 (nr. 39 din tabela 1).

Modulul de rezistență este $W = 52{,}1$ cm³.

Pentru talpă : $b_1 = 60 - (3 + 3) = 54$ mm ; $\frac{b_1}{g} = \frac{54}{3} = 18$.

Rezultă similar cu 3.1.1 : $\sigma_{av} = 1\,000$ kgf/cm².

$M_a = 52{,}1 \cdot 1\,000 = 52\,100$ kgfcm.

3.2.2. Secțiune cu plăci întărite

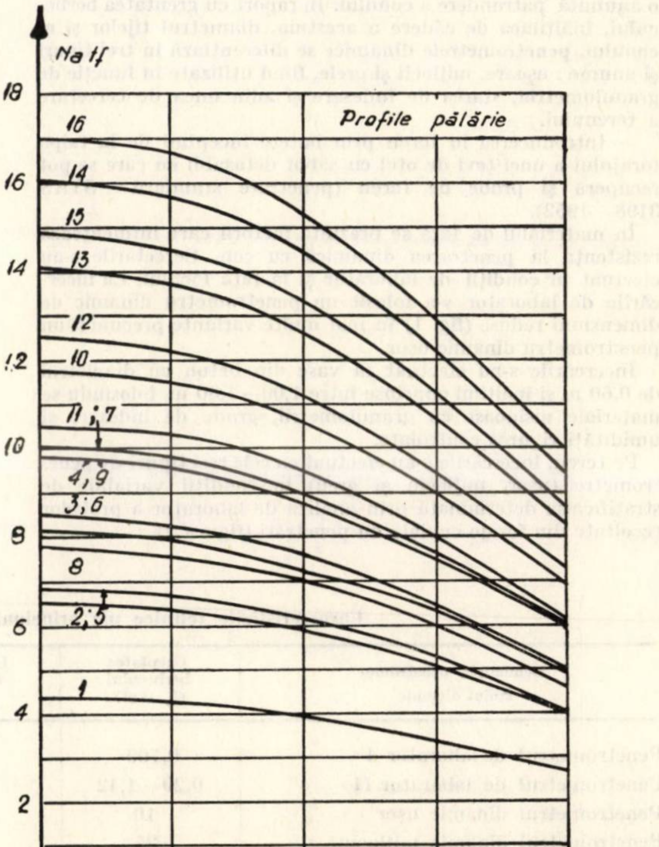
Întrucît pentru toate profilele din tabela 2 cu $h \geqslant 160$ mm, întreaga secțiune rămîne activă, calculul momentului admisibil se face în mod obișnuit.

4. CONCLUZII

În lucrarea de față s-au rezolvat următoarele probleme :

1. Prin calculele efectuate, s-au putut identifica din catalogul general întocmit în paralel de I.P.L. profilele cele mai raționale pentru alcătuirea grinzilor cu zăbrele și a elementelor încovoiete de tipul panelor (eventual grinzilor). Astfel, s-a putut alcătui un sortiment minim compus din 19 profile U, 18 profile U rebordate, 5 corniere cu aripi egale, 7 corniere cu aripi egale rebordate, 6 corniere cu aripi inegale și 16 profile omega (în total 71 profile), care este suficient de larg pentru a satisface exigențele unei dimensionări tehnico-economice (trebuie precizat că profilele Z pot avea același sortiment ca profilele U). Sortimentul minim poate fi îmbogățit într-o a doua etapă, prin alte 10 profile U, 5 profile U re-

Diagrama 10



bordate şi 3 corniere cu aripi egale (dintre care un profil rebordat).

2. Cele 10 diagrame trasate pentru compresiune centrică şi tabela 7, corespunzătoare încovoierii pure a profilelor U, permit antedimensionarea rapidă a grinzilor cu zăbrele şi a panelor şi evaluarea în consecinţă a greutăţilor proprii, pentru a le compara cu alte soluţii constructive şi a alege soluţia cea mai corespunzătoare.

3. Profilele alese satisfac, atît criteriile constructive, cît şi pe cele de stabilitate a echilibrului, privitoare la alcătuirea lor (lăţimi şi grosimi de plăci).

4. Lucrarea cuprinde şi o foarte scurtă prezentare a metodei de calcul după normele americane, pentru cazul compresiunii centrice şi al încovoierii, ilustrate prin exemple de calcul.

Bibliografie

[1] AISI : *Light Gage Cold–Formed Steel Design Manual*. New York, 1962.
[2] Comisia Permanentă CAER pt. Standardizare : Proiect Red. II-a Recomandare de Standardizare *Oţel cornier cu braţe egale şi neegale, îndoit la rece. Sortiment* şi *Oţel profilat la rece. Oţel U. Sortiment*. Noiembrie, 1964.
[3] Neumann A. : *Schweisstechnisches Handbuch für Konstrukteure*. Partea I V. Technik, Berlin, 1961.
[4] Pflüger A. : *Thin-walled compression members*. Mitteilungen des Instituts für Statik der Th Hannover nr.2, ianuarie 1959, nr. 3, iulie 1959 şi nr. 5, martie 1961.
[5] Hertel H. : *Leichtbau*. Ed. Springer, 1960.
[6] Popescu M., Otescu I. *Profile metalice cu pereţi subţiri în construcţii*. Bucureşti, Ed. Tehnică, 1963.
[7] Cozzi Y. Arnault P.: *Profilés formés à froid*. IRAM, Institut de recherches
[8] appliquées du metal, Paris, 1961.
Brodka I., Lubinski M. : *Construcţii uşoare de oţel* (l. polonă). Varşovia, 1961.
[9] * * * : *Elemente cu profil simplu realizate din profile de tablă îndoită prin presare*. Referat INCERC – Secţia Timişoara, nov. 1964

Despre factorii care influenţează rezultatele penetrării dinamice cu con

Conf. dr. ing. M. Păunescu, ing. **A. Gîdea,** ing. **Agneta Gruia**
Institutul politehnic – Timişoara D.S.A.P.C. – Banat Institutul politehnic – Timişoara

1. INTRODUCERE

Cercetarea terenurilor (de obicei necoezive) prin penetrare dinamică se face la ora actuală sub două forme :

— Introducere în teren prin batere a unor tije prevăzute la partea inferioară cu un con, fără manta de protecţie. Se determină în felul acesta rezistenţa la penetrare a terenului, în funcţie de numărul de lovituri aplicate cu berbecul, pentru o anumită pătrundere a conului. În raport cu greutatea berbecului, înălţimea de cădere a acestuia, diametrul tijelor şi al conului, penetrometrele dinamice se diferenţiază în trei tipuri şi anume : uşoare, mijlocii şi grele, fiind utilizate în funcţie de granulometria, starea de îndesare şi adîncimea de cercetare a terenului.

— Introducerea în teren prin batere începînd de la talpa forajului a unei ţevi de oţel cu sabot detaşabil cu care se pot recupera şi probe de teren (penetrare standard – STAS 3198–1952).

În materialul de faţă se prezintă factorii care influenţează rezistenţa la penetrarea dinamică cu con. Cercetările s-au efectuat în condiţii de laborator şi la faţa locului. La încercările de laborator s-a folosit un penetrometru dinamic de dimensiuni reduse (fig. 1) în mai multe variante precum şi un penetrometru dinamic uşor.

Încercările s-au efectuat în vase din beton cu diametrul de 0,60 m şi înălţimi cuprinse între 1,00–1,80 m, folosindu-se materiale nisipoase cu granulometrii, grade de îndesare şi umidităţi riguros controlate.

Pe teren, încercările s-au efectuat cu cele trei tipuri de penetrometre (uşor, mijlociu şi greu) în condiţii variabile de stratificaţie determinată prin analiza de laborator a probelor recoltate din foraje cuplate cu penetrări (figura 2).

În tabela 1 se prezintă caracteristicile principale ale penetrometrelor folosite.

În vederea tratării majorităţii factorilor care influenţează rezistenţa la penetrare cu con, pentru unele cazuri se prezintă şi rezultatele unor încercări prezentate în literatură ([1], [2] şi [4]).

2. PENETROMETRUL DINAMIC MIJLOCIU-GREU
(descriere şi tehnologie de lucru)

Începînd cu anul 1958, în cadrul D.S.A.P.C. Banat, se foloseşte cu bune rezultate penetrometrul dinamic uşor [5].

Lucrul mecanic redus (5 kgm) ca şi secţiunea mică a conului (10 cm²) limitează adîncimea de cercetare (5–6 m), respectiv varietatea granulometrică a pămînturilor necoezive în care se pot executa încercările. Din această cauză, a apărut necesitatea proiectării şi executării unui penetrometru dinamic mijlociu-greu, la care prin sporirea lucrului mecanic de batere, respectiv a dimensiunilor tijelor şi conului, să se poată ajunge la adîncimi mai mari (10–15 m) în terenuri cu granulaţie mare (nisipuri mari, pietrişuri de diferite mărimi).

Penetrometrul dinamic mijlociu-greu se compune din următoarele părţi principale :

Trepiedul are picioarele executate din ţeavă, asamblate între ele prin piuliţe racord (picioarele fiind demontabile). Unghiul maxim de înclinare a picioarelor (cu verticala) este de 30°, iar sarcina verticală maximă de circa 2,0 tf (fig. 2).

Scripetele mobil, compus dintr-o rolă, jug şi cîrligul cu ochi, ce poate prelua o sarcină de 950 kgf.

Tabela 1

Caracteristicile tehnice ale principalelor penetrometre experimentale

Denumirea penetrometrului dinamic	Greutatea berbecului G_b (kgf)	Înălţimea de cădere H (cm)	Diametrul conului $\varnothing_c$ (cm)	Suprafaţa conului A (cm²)	Diametrul tijei $\varnothing_t$ (cm)
Penetrometrul de laborator I	0,709	10	1,3–1,9	1,32–2,84	0,6
Penetrometrul de laborator II	0,29–1,42	10	1,1–1,6	0,97–2,00	0,8
Penetrometrul dinamic uşor	10	50	3,5	10	2,0
Penetrometrul dinamic mijlociu	35	50	6,0	28	3,2
Penetrometrul dinamic greu	63,5	76	7,4	43	4,0

Dispozitivul de batere (introducerea conului) este format din nicovală (1), berbec (2), fălci de cuplare (3), tije alunecătoare (4) şi limitatorul de cursă (5) (fig. 3).

Berbecul (inclusiv capul de cuplare) cîntăreşte 35 kg în cazul penetrometrului mijlociu prevăzut pentru cursa de 50 cm şi 63,5 kg în cazul penetrometrului greu, prevăzut pentru cursa de 76 cm (similar metodei de penetrare standard).

Declanşarea berbecului la cădere se face automat, o dată cu terminarea cursei la ridicare, aceasta făcîndu-se cu ajutorul unui troliu manual prin cuplare cu fălcile de prindere.

Tijele de prelungire sînt confecţionate din ţevi cu diametrul de 32 mm, respectiv 40 mm, şi tronsonate în lungimi de 1,025 m. Prinderea între tije se face cu mufă şi cap cu filet trapezoidal conic, care asigură o îmbinare bună şi uzură redusă.

Conul de penetrare are secţiunea, respectiv diametrul variabil, în raport cu greutatea berbecului şi înălţimea de cădere a acestuia (fig. 4 şi 5).

Astfel, în cazul penetrometrului mijlociu, diametrul conului este de 60 mm (secţiunea 28 cm^2), iar în cazul penetrometrului greu, este de 74 mm (secţiunea 43 cm^2), unghiul la vîrf fiind în ambele cazuri de 60°.

Pentru comparare cu încercarea de penetrare standard (STAS 3198—52) s-a prevăzut şi o ţeavă cu sabot detaşabil, avînd diametrul interior 35 mm, cel exterior de 51 mm şi lungimea 700 mm, cu deosebirea faţă de încercarea standard că ţeava este secţionată pentru a uşura extragerea probelor.

Pentru reducerea frecării pe manta s-a ales un raport între diametrul conului şi cel al tijei, mai mare cu 1,7 [1].

De asemenea, în vederea obţinerii unor rezultate cît mai concludente, raportul dintre greutatea berbecului şi restul sondei (tije + nicovală + con) s-a ales între 1 şi 2 [1].

Dispozitivul de recoltat probe de dimensiuni mici, cvasi tulburate, constă tot dintr-o ţeavă secţionată, în care se pot introduce opt ştanţe cu diametrul de 42 mm şi înălţimea de 20 mm pentru încercări volumetrice, compresiune etc., cu ajutorul trusei Litvinov (fig. 6).

Tehnologia penetrării. O dată fixat locul de cercetare se trece la montarea trepiedului şi dispozitivului de batere, după care se asamblează prima tijă la nicovală, avînd montat conul de penetrare la capătul ei inferior.

Pentru asigurarea verticalităţii tijelor, la începutul încercării, pe primii 0,5 — 1,0 m, se aplică lovituri uşoare cu berbecul de la o înălţime redusă de 0,20 — 0,25 m.

În continuare înfigerea în teren a conului de penetrare se face lăsînd să cadă liber berbecul de 35 kg sau 63,5 kg de la înălţimea de 50 cm, respectiv 76 cm, în funcţie de natura terenului şi adîncimea de cercetare.

Se înregistrează numărul de lovituri N, date cu berbecul astfel ca sonda să pătrundă în teren pe o adîncime constantă, de exemplu 10 cm (uneori 20 cm). Adîncimea de pătrundere se măsoară pe o scară gradată în cm, cu ajutorul unui indicator fixat pe tije, imediat sub nicovală.

Prelungirea tijelor se face prin deşurubarea nicovalei, montarea unei noi tije în prelungirea celei anterioare şi remontarea nicovalei.

O condiţie obligatorie este continuitatea baterii cu excepţia intervalului necesar îmbinării tijelor şi măsurării adîncimii de înfigere a conului.

După executarea operaţiei de penetrare, tijele şi conul se extrag cu ajutorul troliului. Forţa maximă de extragere poate să atingă circa 2 000 kg, putînd fi realizată cu troliul manual sau cu un cric.

3. FACTORII CARE INFLUENŢEAZĂ REZULTATELE PENETRĂRII

Efectuarea încercărilor de penetrare dinamică începînd cu anul 1958, atît în condiţii de laborator, cît şi pe o serie de amplasamente din oraşul Timişoara, Reşiţa, Arad, Brad, a permis scoaterea în evidenţă a cîtorva dintre factorii care influenţează rezultatele penetrării dinamice cu con.

Rezistenţa pe con, respectiv numărul de lovituri, variază cu natura şi proprietăţile fizico-mecanice ale terenului, caracteristicile utilajului şi modul de desfăşurare a încercării.

— Influenţa terenului se manifestă complex prin următoarele : natura lui (diferit la pămînturi necoezive, coezive, turbe, etc.), compoziţia granulometrică, uniformitatea sau neuniformitatea materialului, originea mineralogică a granulelor,

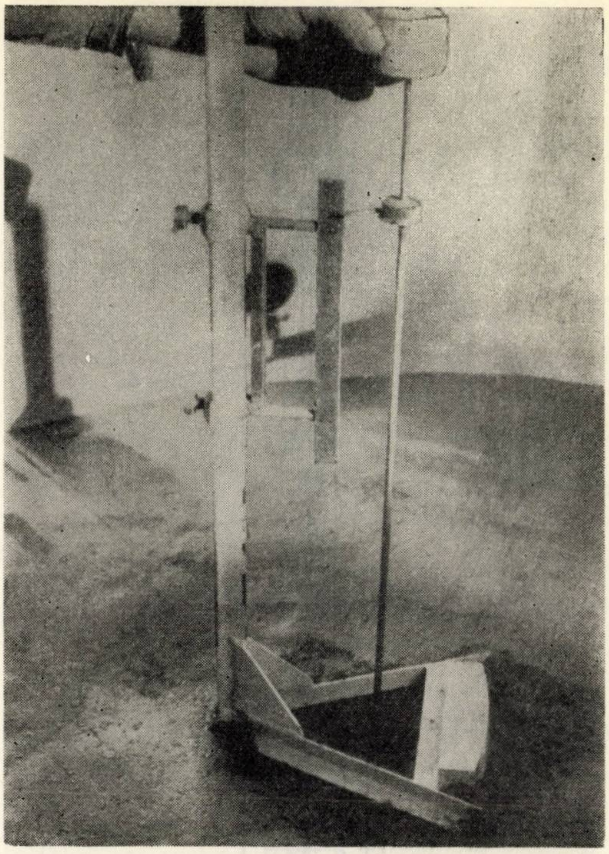
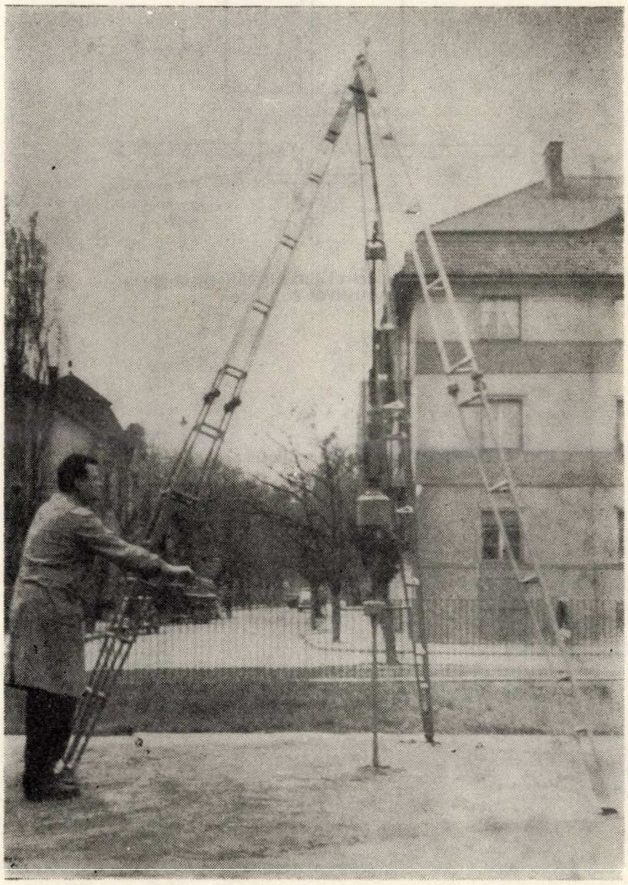


Fig. 1. Încercări de laborator

Fig. 2. Penetrometrul dinamic mijlociu şi greu



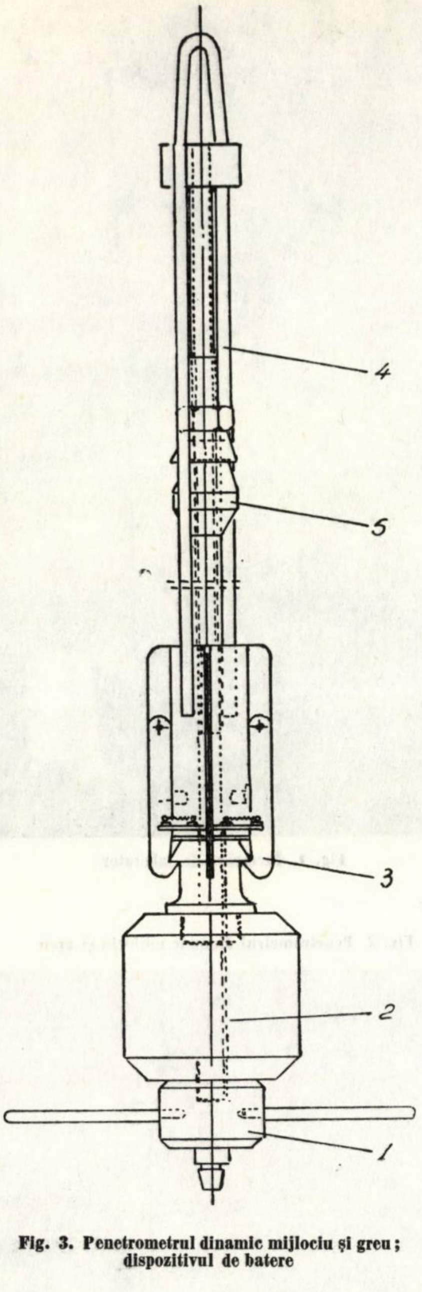
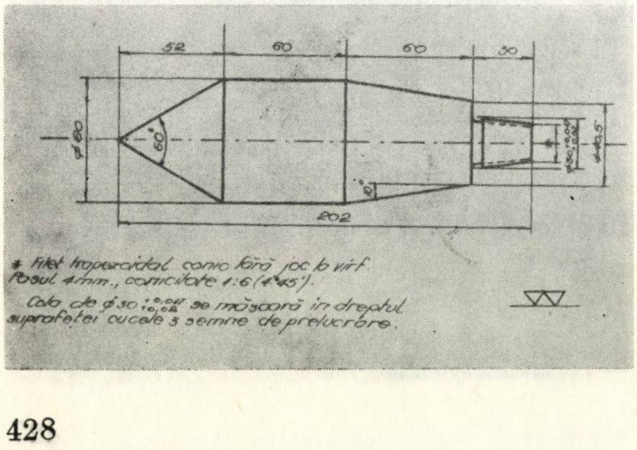


Fig. 3. Penetrometrul dinamic mijlociu şi greu; dispozitivul de batere

Fig. 4. Penetrometrul dinamic mijlociu; conul de penetrare


52
60
60
30
202
φ60
60°
* filet trapezoidal conic fără joc la vîrf.
Pasul 4mm., conicitate 1:6 (4°45').
Cota de φ30 se măsoară în dreptul suprafeţei cu cele 3 semne de prelucrare.

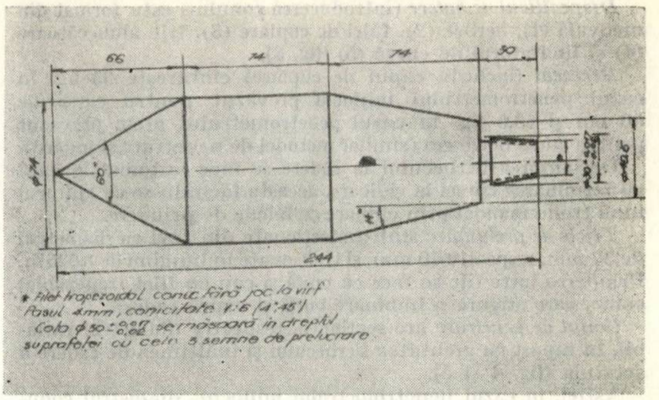

66
74
74
30
244
φ74
60°
* filet trapezoidal conic fără joc la vîrf
Pasul 4mm, conicitate 1:6 (4°45')
Cota φ30 se măsoară în dreptul suprafeţei cu cele 3 semne de prelucrare

Fig. 5. Penetrometrul dinamic greu; conul de penetrare

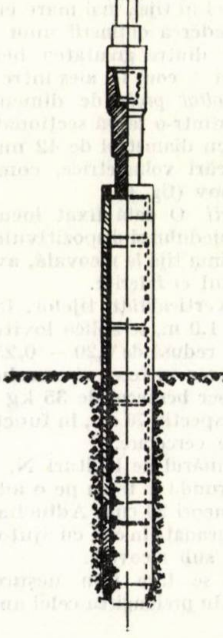
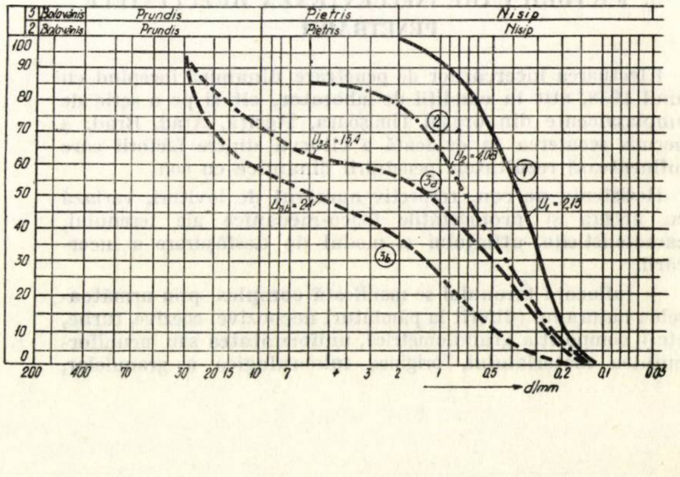


Fig. 6. Penetrometrul dinamic; dispozitivul de recoltat probe

Fig. 7. Curbe granulometrice (nisipuri folosite in laborator)



forma și asperitățile acestora; starea de îndesare a materialului, prezența sau absența legăturilor structurale etc. De la început trebuie precizat că penetrarea dinamică nu dă rezultate concludente în cazul pămînturilor argiloase, pentru că în afară de consistența lor intervine și geneza, legăturile structurale, apa din pori etc.

— Influența caracteristicilor utilajului se face simțită prin: valoarea raportului dintre diametrul conului și al tijei care influențează mărimea forțelor de frecare pe manta, mărimea secțiunii conului, valoarea raportului dintre greutatea berbecului și a părții percutate.

În cele ce urmează se va prezenta modul cum se manifestă unele dintre aspectele menționate.

a. Influența granulometriei

Pentru a fi pusă în evidență, s-au efectuat o serie de încercări de laborator într-un vas de beton cu diametrul de 60 cm și înălțimea de 1,0 m, care s-a umplut cu pămînt necoeziv de diferite granulometrii (fig. 7), însă cu același grad de îndesare ($D = 0,53$). Penetrările s-au efectuat cu un penetrometru dinamic ușor.

Rezultatele s-au înscris în graficele din figura 8, avînd pe abscisă numărul de lovituri necesar pătrunderii conului cu 10 cm, iar pe ordonată adîncimea (în cm).

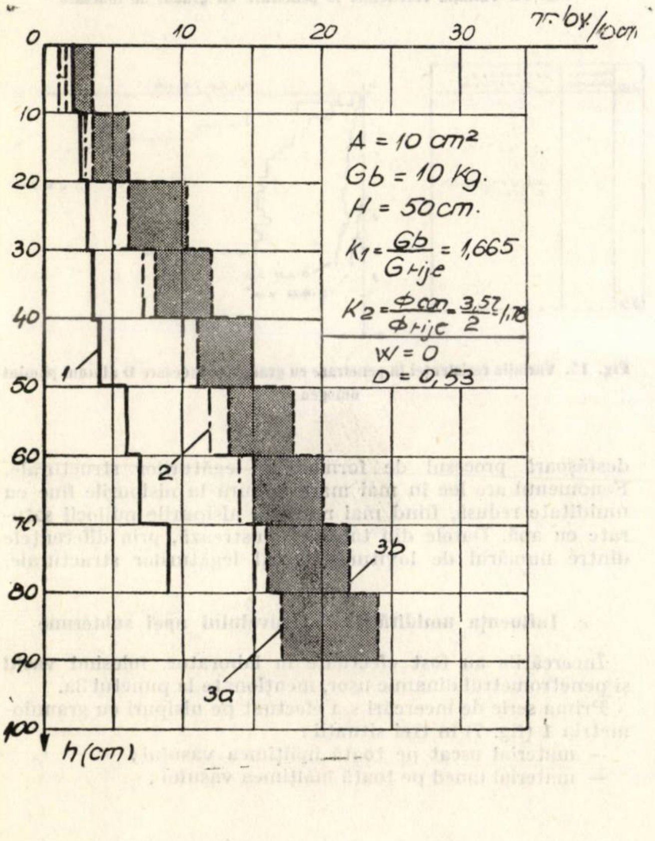
Conform diagramelor din figura 8, rezultă că rezistența la penetrare a nisipurilor cu granulometria uniformă (curbele 1 și 2, fig. 8) este mai mică decît aceea a nisipului cu pietriș neuniform (domeniul de granulozitate 3a — 3b, fig. 7 și 8). De obicei în materialele cu fragmente mici sau cele neuniforme, cu număr mare de puncte de contact, rezistența la penetrare este mai mare, pe lîngă același grad de îndesare.

Nisipurile cu granule colțuroase și aspre opun o rezistență mai mare decît cele cu granule rotunde și netede [2].

Fragmentele de pietriș mare distribuite local într-un nisip mijlociu mare (fig. 9) cît și intercalațiile subțiri de pietriș dintr-un strat de praf nisipos (fig. 10) sînt semnalate în mod evident prin salturi bruște (număr de lovituri sporit), prin încercarea cu penetrometrul dinamic ușor, respectiv mijlociu.

Se observă că, în cazul cînd mărimea granulelor se apropie de diametrul conului sau îl depășește, rezultatele penetrării sînt limitate.

Fig. 8. Variația rezistenței la penetrare cu granulometria



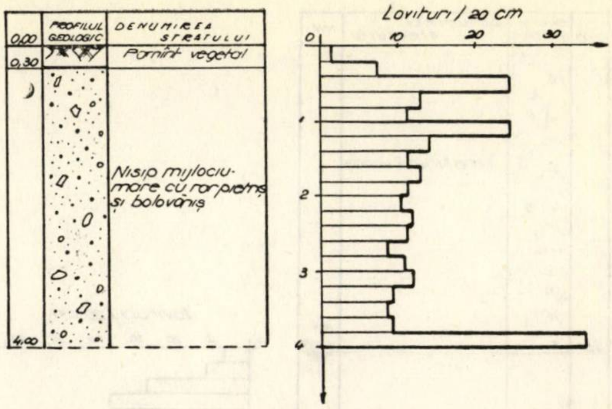


Fig. 9. Creșterea bruscă a rezistenței de penetrare în cazul incluziunilor de pietriș mare

În cazul penetrărilor efectuate într-o haldă constituită dintr-un praf de cărbune (circa 80 %) și zgură din orașul Anina, se observă rezistențe la penetrare reduse cît și variații mici ale acestora. Valorile reduse ale numărului de lovituri se explică prin îndesarea slabă și natura mineralogică a particulelor, excepție constituind unele zone din suprafață unde apar fragmente de cărămidă sau pietriș sau din adîncime cu fragmente mai mari de zgură (fig. 11).

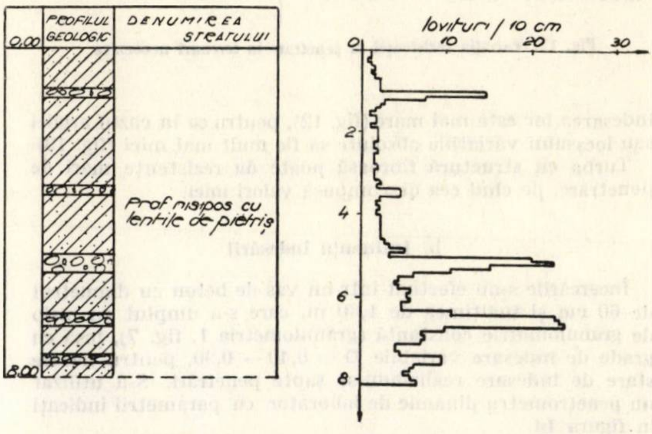
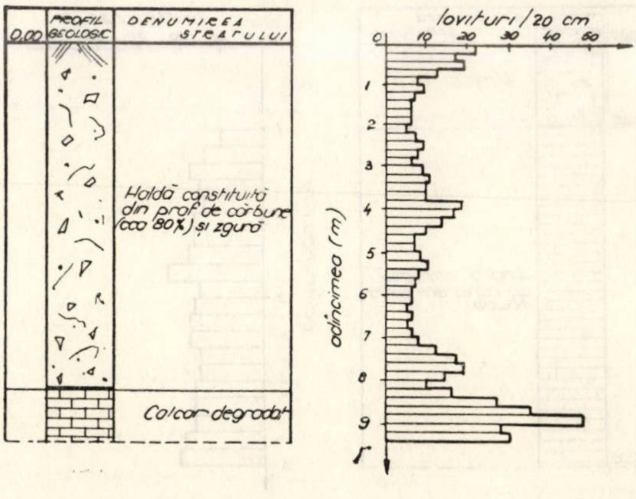


Fig. 10. Creșterea rezistenței la penetrare în cazul intercalațiilor subțiri de pietriș

Rezistența la penetrare prezintă variații mai mari în cazul nisipurilor, dar mai ales al pietrișurilor, și aceasta cu cît

Fig. 11. Variația rezistenței la penetrare într-o haldă din orașul Anina



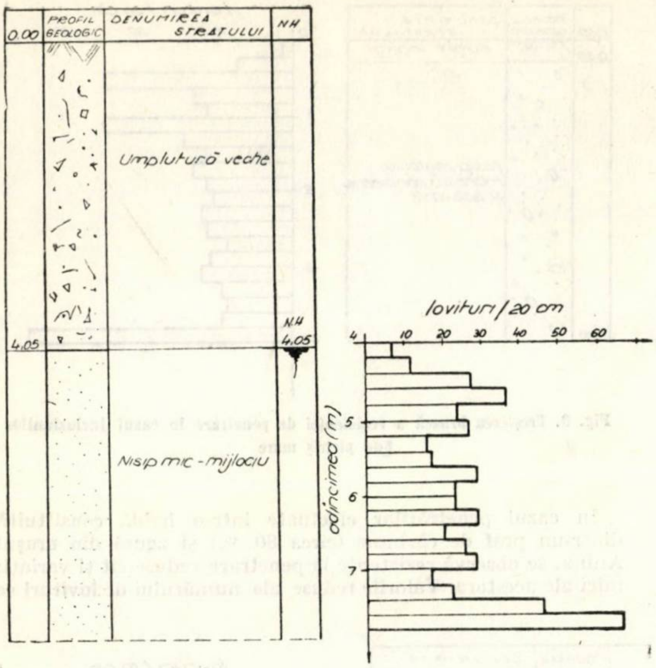


Fig. 12. Variaţia rezistenţei la penetrare în terenuri necoezive

îndesarea lor este mai mare (fig. 12), pentru ca în cazul argilei sau loessului variaţiile absolute să fie mult mai mici (fig. 13). Turba cu structură fibroasă poate da rezistenţe mari de penetrare, pe cînd cea descompusă valori mici.

b. Influenţa îndesării

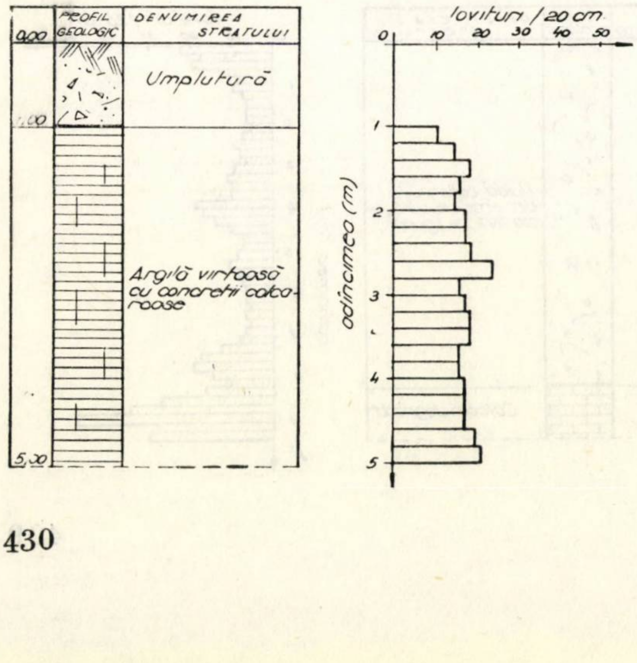
Încercările s-au efectuat într-un vas de beton cu diametrul de 60 cm şi înălţimea de 1,80 m, care s-a umplut cu nisip de granulometrie constantă (granulometria 1, fig. 7), însă cu grade de îndesare variabile $D = 0{,}40 - 0{,}90$, pentru fiecare stare de îndesare realizîndu-se şapte penetrări. S-a utilizat un penetrometru dinamic de laborator cu parametrii indicaţi în figura 14.

Înălţimea vasului fiind mare, penetrometrul avea tije prelungibile, motiv pentru care raportul dintre greutatea berbecului şi greutatea tijelor, inclusiv nicovala, era variabil,

$$K_1 = \frac{G_b}{G_t} = 1{,}2 - 2{,}8.$$

Din figura 14 rezultă că o dată cu creşterea gradului de îndesare creşte şi rezistenţa la penetrare. Acelaşi lucru este pus în evidenţă şi de diagramele de penetrare obţinute prin încercări într-o scară mare cu un penetrometru dinamic greu [2], (fig. 15).

Fig. 13. Variaţia rezistenţei la penetrare în terenuri coezive



Încercarea de penetrare dinamică a permis stabilirea faptului că nisipurile în stare naturală pot avea legături structurale (aderenţa de întărire după N. A. Denisov), care de obicei se pierd cu ocazia recoltării probelor, în special sub nivelul apei subterane. Prezenţa legăturilor structurale asigură nisipurilor în stare naturală o rezistenţă la penetrare mai mare, decît a aceloraşi nisipuri în umplutură, în condiţii de egalitate a gradului de îndesare.

Experienţele au arătat că „întărirea" nisipurilor din umpluturi durează mai mulţi ani, fără variaţia umidităţii sau densităţii [4]. Se ajunge astfel la o majorare substanţială a stabilităţii dinamice, a modulului de deformaţie şi a rezistenţei la forfecare a nisipurilor respective. În acest caz, cu cît mai mare este îndesarea iniţială a materialului, cu atît mai intens se desfăşoară procesul de formare a legăturilor structurale. Fenomenul are loc în mai mare măsură la nisipurile fine cu umiditate redusă, fiind mai redus la nisipurile mijlocii saturate cu apă. Datele din tabela 5 ilustrează, prin diferenţele dintre numărul de lovituri, efectul legăturilor structurale.

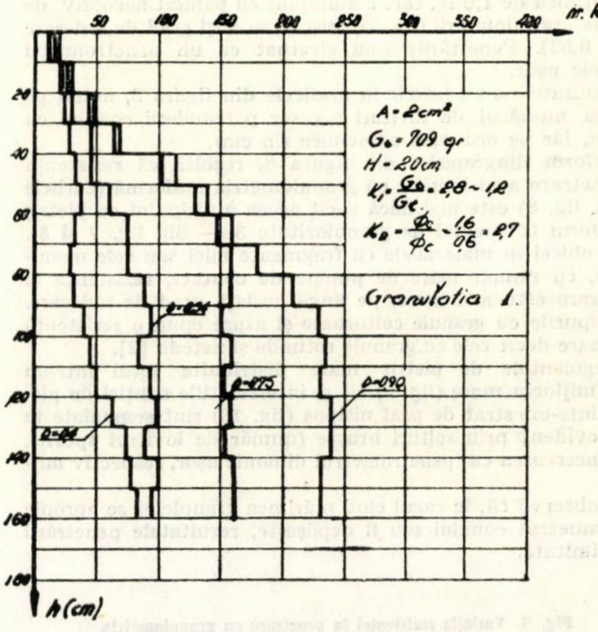


Fig. 14. Variaţia rezistenţei la penetrare cu gradul de îndesare

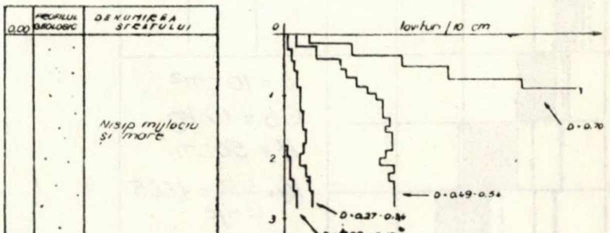


Fig. 15. Variaţia rezistenţei la penetrare cu gradul de îndesare D al unui pămînt omogen

c. Influenţa umidităţii şi a nivelului apei subterane

Încercările au fost efectuate în laborator, folosind vasul şi penetrometrul dinamic uşor, menţionate la punctul 3a.

Prima serie de încercări s-a efectuat pe nisipuri cu granulometria 1 (fig. 7) în trei situaţii :
— material uscat pe toată înălţimea vasului ;
— material umed pe toată înălţimea vasului ;

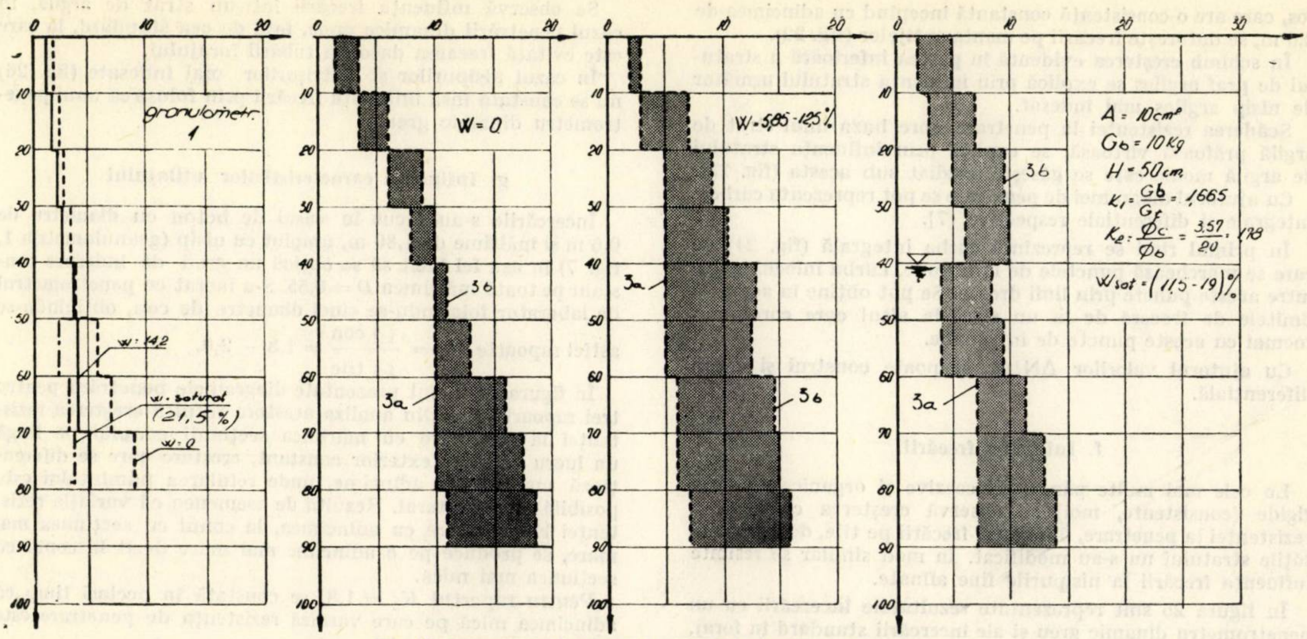


Fig. 16. Influenţa nivelului apei şi a variaţiei umidităţii în laborator

— material umed la partea superioară a vasului şi saturat la partea inferioară (sub nivelul apei).

Aceleaşi încercări s-au efectuat şi pentru materialul cu granulometria 3a — 3b (fig. 7). Gradul de îndesare era $D = 0{,}55$.

Din graficele prezentate în figura 16 se constată că pentru nisipurile încercate de îndesare mijlocie, creşterea umidităţii conduce la o reducere uşoară a rezistenţei de penetrare. Influenţa gradului de umiditate se resimte însă mai accentuată la nisipurile afînate. O dată cu coborîrea sub nivelul apei se înregistrează o scădere bruscă a numărului de lovituri, pe o adîncime redusă, scădere mai accentuată tot la nisipurile afînate.

Din încercările efectuate pe teren se constată în mod evident aceeaşi influenţă a apei subterane (fig. 17). Astfel în imediata vecinătate a nivelului apei subterane (— 3,60) se observă reducerea la minimum a numărului de lovituri pe o adîncime de 40 cm.

Rezultatele obţinute în laborator sînt puse în evidenţă şi de lucrarea [2] (fig. 18), cînd în condiţii egale de teren (nisip fin) se observă scăderea rezistenţei la penetrare o dată cu creşterea nivelului apei de la 2,50 m (NH_2) la 1,0 m (NH_1).

Cît priveşte pămînturile coezive [2], care sînt de obicei saturate sau aproape saturate şi peste nivelul apei subterane, nu se recunoaşte această influenţă, ci numai în cazul reducerii apreciabile a consistenţei simultan cu apariţia apei subterane se observă scăderea rezistenţei la penetrare.

d. Influenţa adîncimii şi sarcinii geologice

Încercările, atît în laborator, cît şi pe teren, arată că rezistenţa la penetrare în nisipuri creşte cu adîncimea în apropierea suprafeţei terenului, datorită refulării materialului nu numai lateral ci şi în sus. După o anumită adîncime, refularea în sus este anulată de sarcina geologică care treptat micşorează şi refularea laterală.

Adîncimea pe care se manifestă creşterea rezistenţei depinde între altele de densitatea terenului şi diametrul conului, fiind cu atît mai mare cu cît terenul este mai îndesat, respectiv diametrul conului mai mare. Mărimea secţiunii conului influenţează direct proporţional rezistenţa la penetrare numai la suprafaţa terenului.

În figura 14 încercările de laborator ilustrează influenţa gradului de îndesare, iar în figura 19 se arată influenţa diametrului conului de penetrare.

Aceeaşi situaţie este semnalată şi de încercările efectuate pe teren cu un penetrometru dinamic uşor (fig. 20).

Influenţa adîncimii este evidenţiată şi prin două încercări efectuate într-o groapă umplută cu un nisip mijlociu-mare îndesat (fig. 21). Încercarea întîi s-a efectuat de la suprafaţă gropii, iar a doua după îndepărtarea unui strat de 1,30 m.

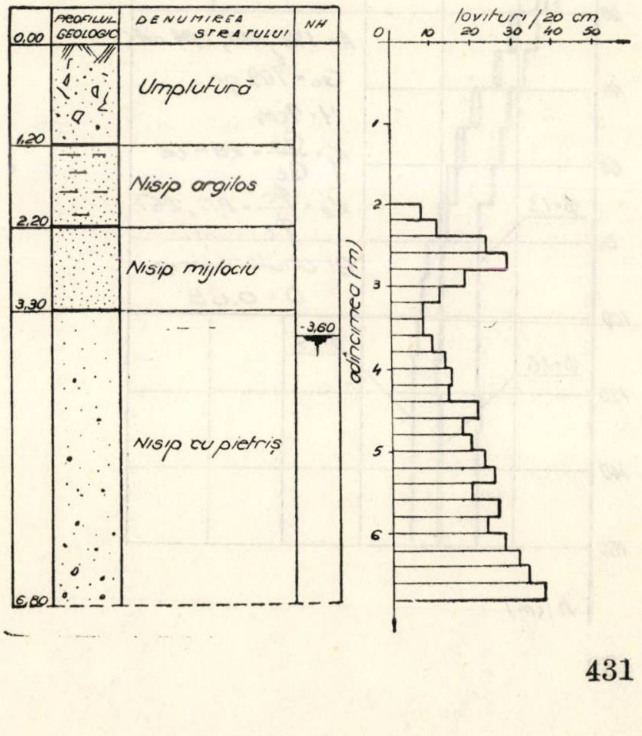
În privinţa sarcinii geologice aceasta începe să se manifeste de la adîncimi mai mari prin reducerea treptată a refulării laterale, astfel că se obţin rezistenţe de penetrare artificial sporite (pătrunderi mai mici) pe lîngă acelaşi grad de îndesare. În cazul nisipurilor îndesate [1], această influenţă este importantă, astfel că neglijarea ei duce la supraevaluarea gradului de îndesare sau densităţii. Studiile efectuate pînă în prezent nu au permis evaluarea cantitativă a fenomenului.

e. Influenţa succesiunii stratelor

În cazul succesiunii unor strate moi cu altele tari, rezultatele penetrării sînt influenţate de stratul care se află peste sau sub cota de măsurare.

Creşterea la început uniformă a rezistenţei la penetrare, obţinută cu un penetrometru uşor într-un strat de praf argi-

Fig. 17. Scăderea rezistenţei la penetrare pe adîncime limitată sub nivelul apei subterane



los, care are o consistență constantă începînd cu adîncimea de 2,0 m, se datorește frecării pe mantaua tijelor (fig. 22).

În schimb creșterea evidentă în partea inferioară a stratului de praf argilos se explică prin influența stratului următor de nisip argilos mai îndesat.

Scăderea rezistenței la penetrare, spre baza unui strat de argilă prăfoasă vîrtoasă, se explică prin influența stratului de argilă moale care se găsește imediat sub acesta (fig. 23).

Cu ajutorul diagramei de penetrare se pot reprezenta curbele integrale și diferențiale respective [7].

În primul rînd se reprezintă curba integrală (fig. 24) pe care se marchează punctele de inflexiune, curba înlocuindu-se între aceste puncte prin linii drepte. Se pot obține în acest fel limitele de trecere de la un strat la altul care corespund tocmai cu aceste puncte de inflexiune.

Cu ajutorul valorilor $\Delta N/\Delta h$ se poate construi și curba diferențială.

f. Influența frecării

La cele mai multe pămînturi coezive și organice nu prea rigide (consistente, moi) se observă creșterea continuă a rezistenței la penetrare, din cauza frecării pe tije, deși proprietățile stratului nu s-au modificat. În mod similar se resimte influența frecării la nisipurile fine afînate.

În figura 25 sînt reprezentate rezultatele încercării cu un penetrometru dinamic greu și ale încercării standard în foraj.

Se observă influența frecării într-un strat de argilă, în cazul penetrării dinamice grele, față de cea standard, la care este evitată frecarea datorită tubării forajului.

În cazul nisipurilor și pietrișurilor mai îndesate (fig. 26) nu se constată însă influența frecării prin folosirea unui penetrometru dinamic greu.

g. Influența caracteristicilor utilajului

Încercările s-au făcut în vasul de beton cu diametru de 0,6 m și înălțime de 1,80 m, umplut cu nisip (granulometria 1, fig. 7) în așa fel încît să se obțină un grad de îndesare constant pe toată înălțimea $D = 0{,}55$. S-a lucrat cu penetrometrul de laborator folosindu-se cinci diametre de con, obținîndu-se astfel rapoarte $K_2 = \dfrac{\varnothing\ \text{con}}{\varnothing\ \text{tije}} = 1{,}3 - 2{,}0$.

În figura 27 a sînt prezentate diagramele penetrării pentru trei rapoarte K_2. Din analiza acestora rezultă creșterea rezistenței la penetrare cu mărimea secțiunii conului pe lîngă un lucru mecanic exterior constant, creștere care se diferențiază mai clar în adîncime, unde refularea pămîntului este posibilă numai lateral. Rezultă de asemenea că variația rezistenței la penetrare cu adîncimea, la conul cu secțiunea mai mare, se produce pe o adîncime mai mare decît la conul cu secțiunea mai mică.

Pentru raportul $K_2 = 1{,}8$, se constată în același timp că adîncimea mică pe care variază rezistența de penetrare este cauzată și de influența redusă a forțelor de frecare. În felul acesta se confirmă rezultatele experimentale [1] care arată că, în cazul nisipurilor, influența frecării este neglijabilă pentru $K_2 \geqslant 1{,}7$.

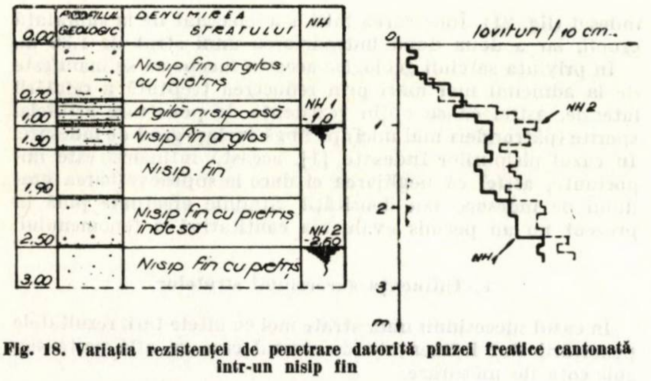
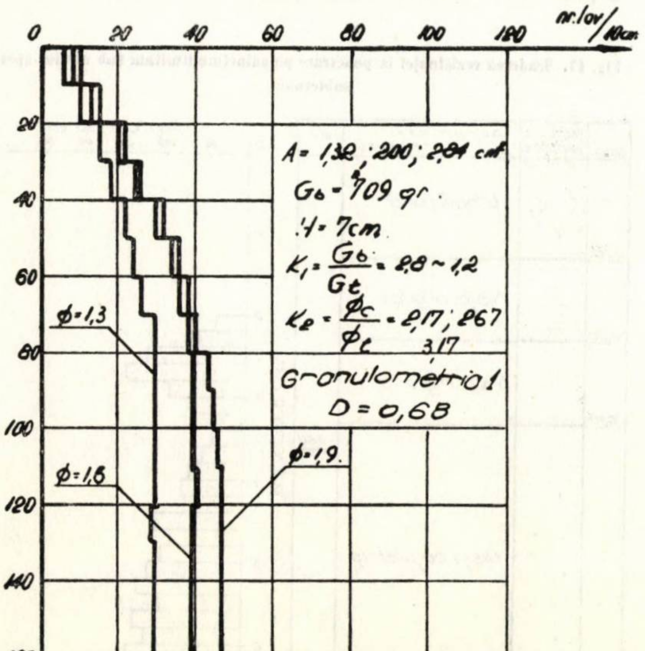


Fig. 18. Variația rezistenței de penetrare datorită pînzei freatice cantonată într-un nisip fin

Fig. 19. Influența adîncimii cu diametrul conului



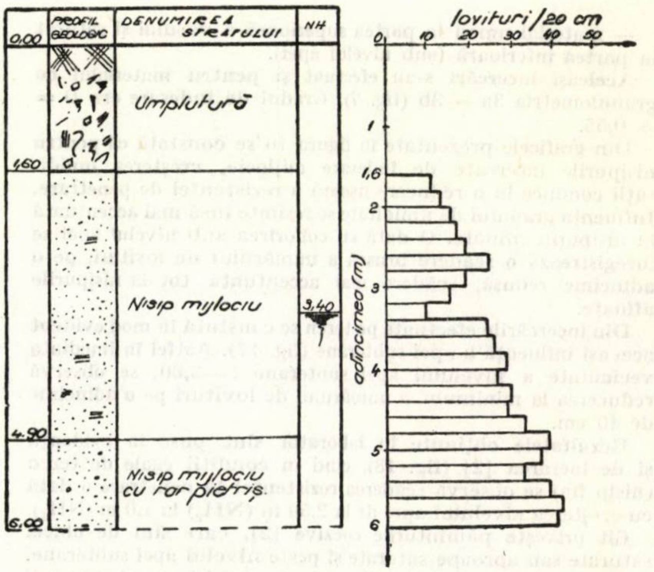
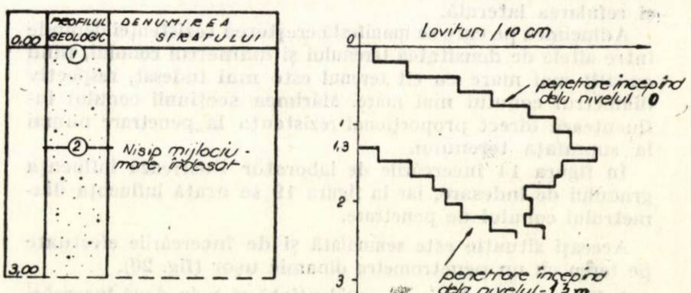


Fig. 20. Variația rezistenței la penetrare cu adîncimea într-un nisip mijlociu

Fig. 21. Valori mici ale rezistenței la penetrare în limita din apropierea suprafeței terenului într-un nisip mijlociu-mare îndesat



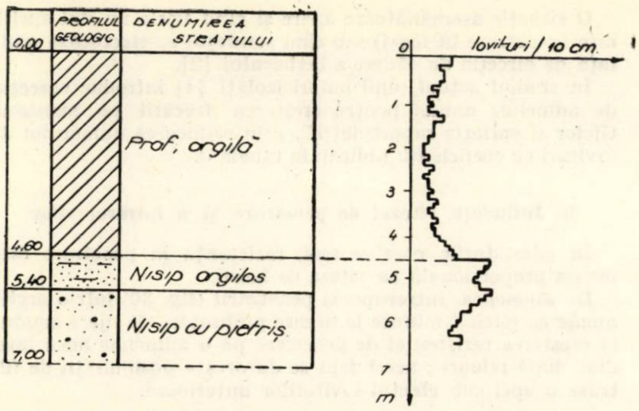


Fig. 22. Variația rezistenței de penetrare la schimbare de stratificație

Diagramele din figura 27 b, efectuate în condițiile descrise mai sus pentru 5 rapoarte K_2, păstrînd însă în timpul penetrării un raport $K_1 = 1,2$ (constant), ilustrează creșterea rezistenței de penetrare cu raportul K_2, diferențele fiind mai mari la partea superioară și reducîndu-se cu adîncimea pe măsură ce cresc pierderile din fenomene secundare.

Trebuie semnalat că în adîncime influența mărimii conului este diferită, fiind condiționată de natura terenului, care în cazul pămînturilor necoezive menține proporționalitatea dintre mărimea secțiunii conului și rezistența la penetrare, iar în cazul pămînturilor coezive face ca acestea să devină mărimi invers proporționale, frecarea pe manta avînd efect mare din cauza raportului K_2 mic, tijele avînd același diametru în ambele încercări.

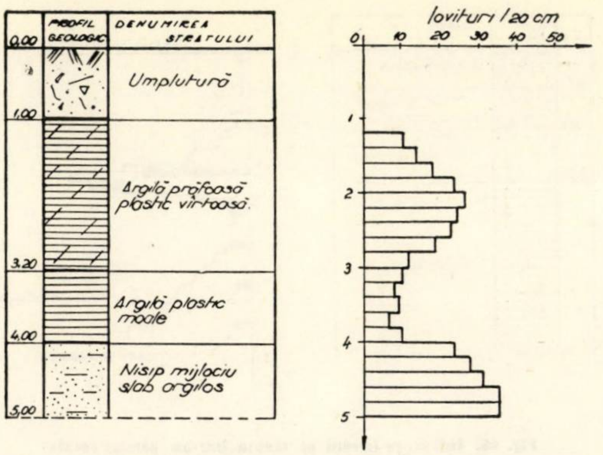


Fig. 23. Influența unui strat moale situat sub altul de consistență ridicată

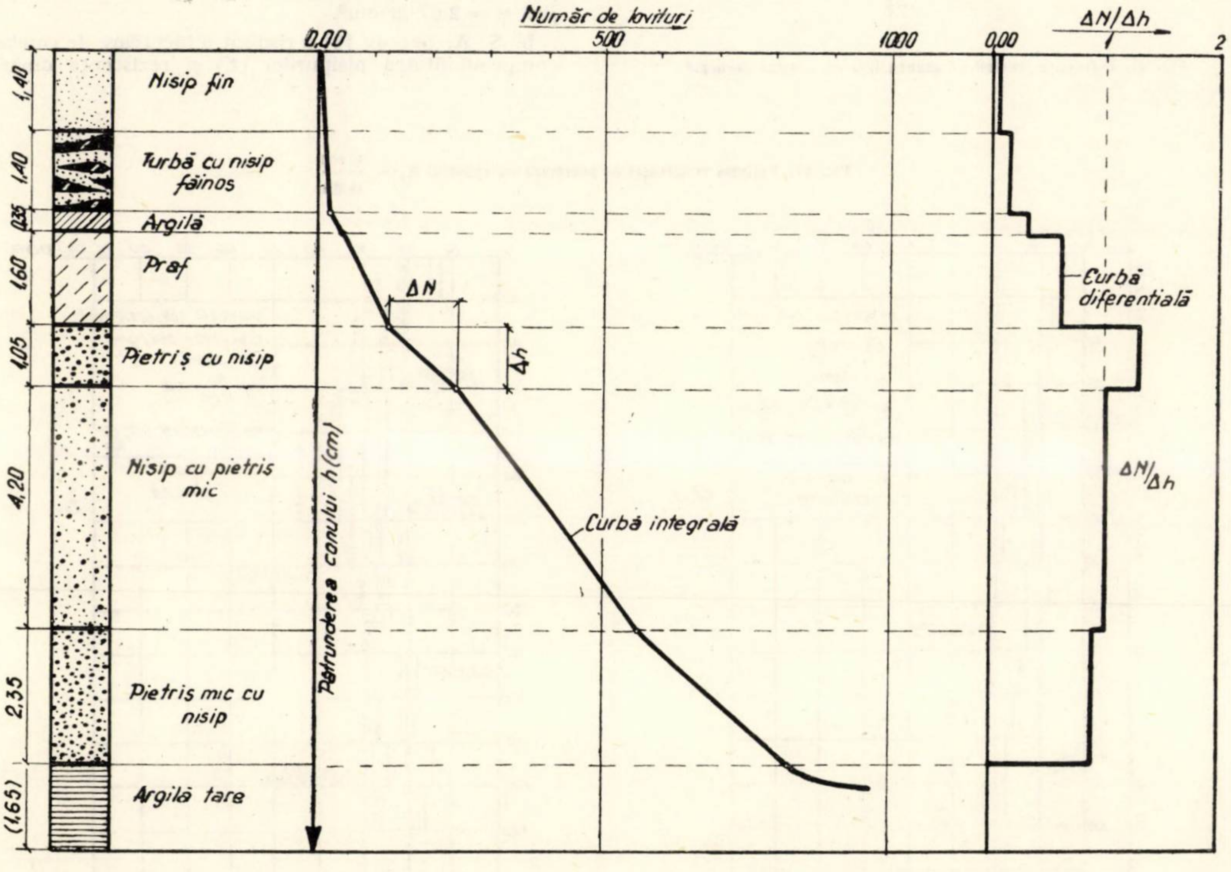
Variația rezistenței de penetrare este legată și de raportul

$$K_1 = \frac{G_b}{G_t}.$$

Pentru a păstra un raport constant între greutatea berbecului și a tijelor, inclusiv conul, s-a realizat un penetrometru de laborator cu berbec de greutate variabilă. Penetrometrul fiind cu tije prelungibile, la fiecare tijă corespunde o greutate care se adaugă la berbec conform datelor din tabela 2 în funcție de valoarea raportului K_1 cu care se lucrează.

Diagramele din figura 29 arată că o creștere a greutății părții lovite, valori K_1 mici, are drept efect mărirea artificială a rezistenței terenului la penetrare prin consumarea unei părți din energia de înfigere de către fenomene secundare.

Fig. 24. Determinarea limitelor dintre strate



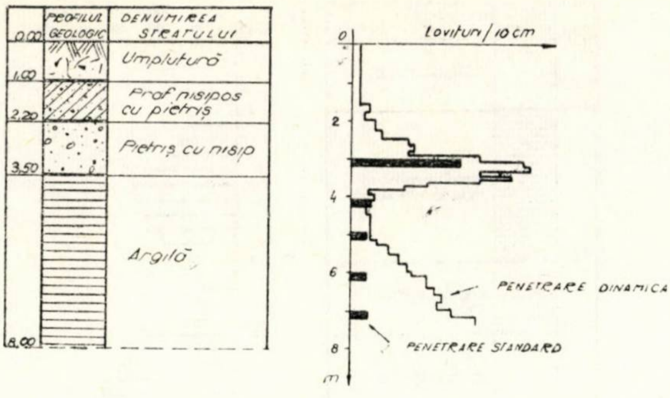


Fig. 25. Influenţa frecării pe manta într-un pămînt coeziv

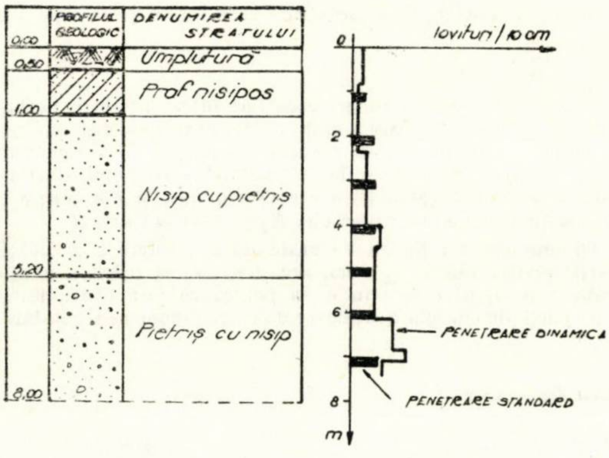


Fig. 26. Influenţa frecării pe manta într-un pămînt necoeziv

O situaţie asemănătoare apare şi cînd tijele nu sînt sprijinite (penetrare în foraj) sau cînd sondajul se efectuează oblic faţă de direcţia de cădere a berbecului [2].

În stadiul actual, unii autori izolaţi [4] introduc corecţia de adîncime numai pentru creşterea frecării pe mantaua tijelor şi variaţia raportului K_1, prin reducerea numărului de lovituri cu coeficienţii indicaţi în tabela 3.

h. Influenţa vitezei de penetrare şi a întreruperilor

În pămînturile coezive moi, rezistenţa la penetrare este invers proporţională cu viteza de lucru.

De asemenea, întreruperea penetrării (fig. 30) într-o argilă moale cu circa 4 minute la fiecare prelungire de tije a condus la creşterea rezistenţei de penetrare pe o adîncime mică imediat după reluare; acest fapt se datoreşte posibilităţii de filtrare a apei sub efectul loviturilor anterioare.

4. CÎTEVA CORELAŢII ÎNTRE NUMĂRUL DE LOVITURI ŞI CARACTERISTICILE FIZICO-MECANICE ALE TERENULUI

Experienţa arată că în măsura în care se acumulează date în paralel între foraje cu probe netulburate încercate în laborator, cuplate cu încercări de penetrare dinamică, se pot obţine corelaţii între diferitele caracteristici fizico-mecanice şi numărul de lovituri, respectiv rezistenţa la penetrare dinamică.

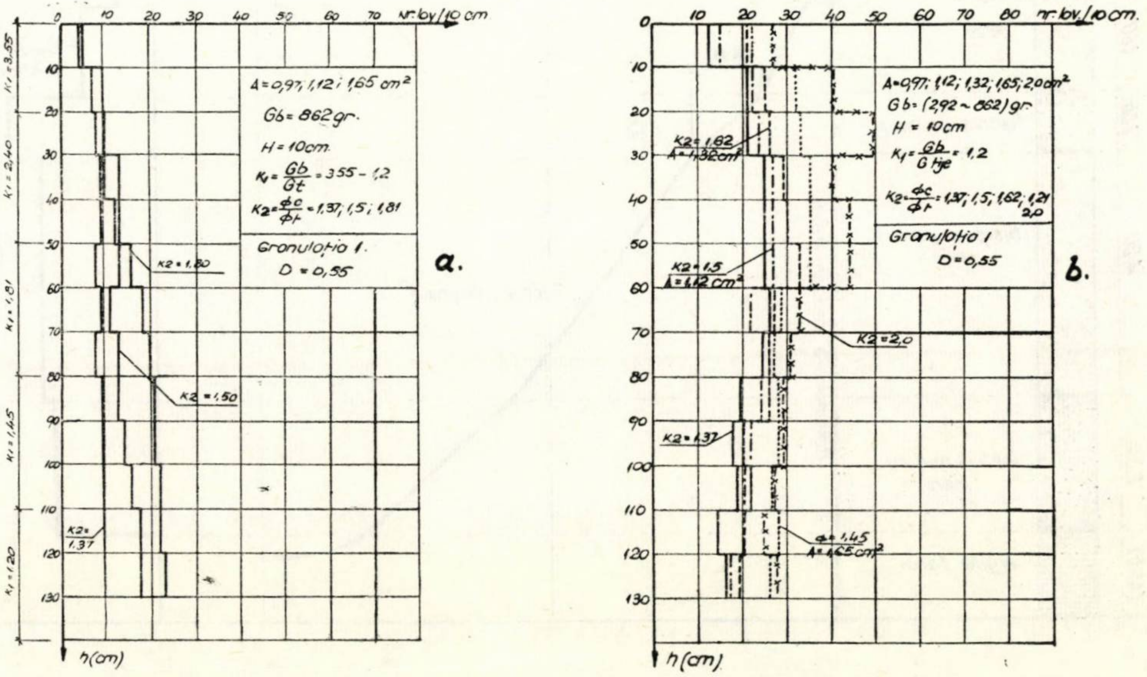
a. În prezent încercările de penetrare dinamică cu con se aplică în primul rînd la evaluarea gradului de îndesare a nisipurilor, cu scopul evidenţierii zonelor afînate de cele mai îndesate.

În tabela 4 se dă legătura dintre gradul de îndesare a nisipurilor de obicei mijlocii-fine din cîmpia Banatului şi numărul de lovituri obţinut cu diferite penetrometre dinamice cu con.

În tabela 5 se indică legătura dintre numărul de lovituri obţinut cu penetrometrul dinamic greu şi gradul de îndesare pentru nisipurile naturale de Volga şi aceleaşi nisipuri introduse într-o umplutură, introducîndu-se şi valorile corespunzătoare ale cifrei porilor (ε), calculate pentru o greutate specifică $\gamma = 2{,}67$ gr/cm^3.

b. S. A. Saskov [1] a realizat o încercare de corelare între compresibilitatea nisipurilor (E) şi rezistenţa dinamică de

Fig. 27. Variaţia rezistenţei de penetrare cu raportul $K_2 = \frac{\varnothing \text{ con}}{\varnothing \text{ tije}}$



penetrare $\left(\sigma = \frac{R}{A}\right)$ cu ajutorul rezultatelor obţinute cu un penetrometru dinamic greu :

$$E = n\sigma.$$

Relaţia de mai sus a fost verificată şi completată în cazul nisipurilor din oraşul Timişoara, de data aceasta cu un penetrometru dinamic uşor.

Valorile coeficientului n pentru nisipurile naturale din cîmpia Banatului s-au determinat cuplînd unele încercări de probă cu placa de 5 000 cm² cu încercări de penetrare.

S-a obţinut astfel :

$n = 6 - 8$	nisip fin saturat
$n = 8 - 10$	nisip fin-mijlociu, saturat
$n = 10 - 12$	nisip fin cu umiditate redusă
$n = 14 - 16$	nisip mare-mijlociu sau cu pietriş, indiferent de umiditate.

Rezistenţa dinamică la penetrare s-a determinat cu ajutorul unei formule de batere a piloţilor :

$$R = -11\,A + \sqrt{121\,A^2 + N\frac{1}{S}(22\,A.Q.H.a)},$$

unde :

N este numărul de lovituri pentru înfigerea cu S (cm)
A — secţiunea bazei conului (cm²)
Q — greutatea berbecului (kg)
q — greutatea restului sondei în kg, variabilă cu adîncimea
H — înălţimea de cădere (cm)

$$a = \frac{Q + 0{,}3\,q}{Q + q} \qquad a = \begin{cases} 0{,}77 \text{ pentru } \dfrac{Q}{q} = 2{,}0 \\ 0{,}70 \text{ pentru } \dfrac{Q}{q} = 1{,}33 \\ 0{,}65 \text{ pentru } \dfrac{Q}{q} = 1{,}00. \end{cases}$$

Datele Fundamentproekt [4] arată însă că utilizarea formulelor dinamice de la piloţi, pentru evaluarea rezultatelor penetrării cu con, conduc la supraevaluarea densităţii nisipurilor. Aceasta se explică prin flexibilitatea mare a tijelor, respectiv pierderile de energie de pe urma deformaţiilor elastice care consumă o parte mare din lucrul mecanic total de batere la penetrarea dinamică cu con faţă de baterea unui pilot.

În afară de aceasta nu se ţine seamă de deosebirile dintre procesul de cufundare a pilotului care are o secţiune constantă pe verticală faţă de penetrometrul dinamic cu con, la care $\frac{\varnothing \text{ con}}{\varnothing \text{ tija}} \geqslant 1{,}7.$

c. Ulterior, prin prelucrarea datelor obţinute de G.P.I. — 6 [4] pentru nisipuri aluvionare mijlocii sau fine pe care s-au efectuat încercări în paralel cu placa de 5 000 cm² şi cu penetrometrul dinamic greu, V. Dudler a obţinut următoarea corelaţie :

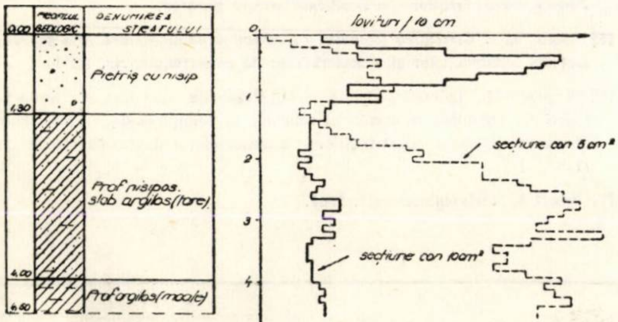
$$E = (55 - 5\,\sigma) \cdot N$$

unde :

N este numărul de lovituri pe 10 cm în intervalul 1—20 lovituri
E — modulul de compresibilitate obţinut cu placa de încărcare în intervalul $\sigma = 1 - 5$ kg/cm²
σ — presiunea pe placa de încărcare.

Numărul N de lovituri se alege ca o medie pe adîncimea zonei active de sub placă.

Fig. 28. Influenţa mărimii secţiunii conului de penetrare asupra rezultatelor penetrărilor



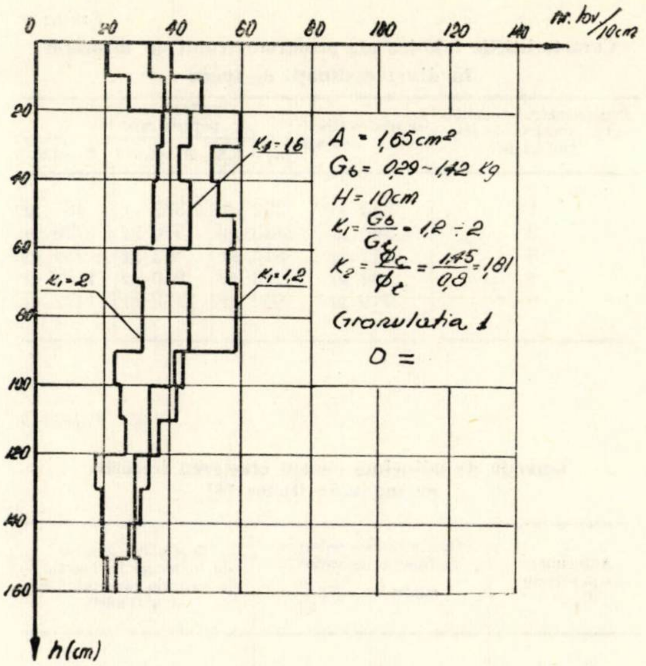


Fig. 29. Variaţia rezistenţei la penetrare cu raportul $K_1 = \frac{G_b}{G_t}$

Fig. 30. Influenţa întreruperilor din schimbarea tijelor într-o argilă moale

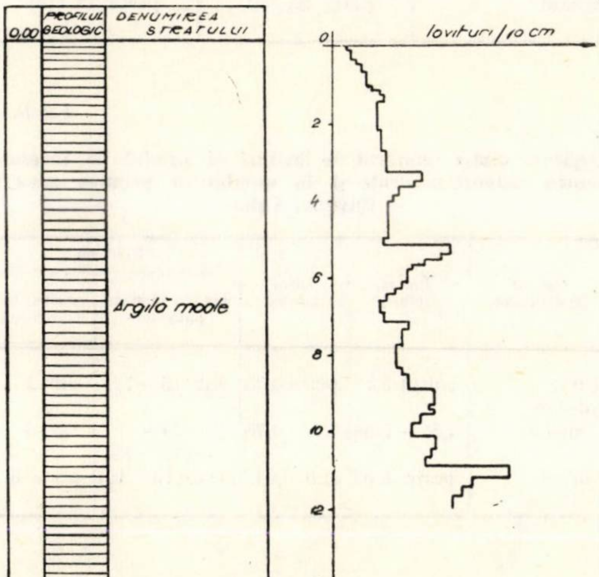


Tabela 2

Caracteristicile tehnice ale penetrometrului de laborator în diverse situații de lucru

Penetrometrul dinamic avînd numărul de tije prelungite	Greutatea tijă + con + nicovală	Greutatea berbecului pentru raportul		
		$K_1 = 1,2$	$K_1 = 1,6$	$K_1 = 2,0$
1	243 gr	292 gr	389 gr	487 gr
2	360 gr	433 gr	576 gr	720 gr
3	477 gr	572 gr	762 gr	954 gr
4	594 gr	713 gr	950 gr	1188 gr
5	710 gr	862 gr	1138 gr	1422 gr

Tabela 3

Corecția de adîncime pentru creșterea frecării pe mantaua tijelor [4]

Adîncimea de penetrare (în m)	Coeficient de reducere în funcție de variația raportului : $K_1 \frac{G_b}{G_t}$	Coeficient general de reducere în funcție de variația raportului K_1 și a frecării
0— 2	1	1
2— 4	0,94	0,86
4— 6	0,88	0,76
7— 8	0,82	0,68
8—10	0,78	0,62
10—12	0,74	0,58
12—14	0,70	0,52
14—16	0,66	0,48

Tabela 4

Legătura dintre numărul de lovituri și gradul de îndesare pentru nisipuri mijlocii-fine din cîmpia Banatului

Gradul de îndesare	Penetrometrul dinamic ușor $N/20$ (cm)	Penetrometrul dinamic mijlociu $N/10$ (cm)
afînat	pînă la 10	pînă la 6
îndesare mijlocie	10—25 (30)	6—15 (18)
îndesat	peste 25 (30)	peste 15 (18)

Tabela 5

Legătura dintre numărul de lovituri și gradul de îndesare pentru nisipuri naturale și în umplutură printr-o zonă a fluviului Volga

Gradul de îndesare	γ_{uscat} (t/m^3)	Cifra porilor	$N/10$ cm	
			nisipul în stare naturală	nisipul în umplutură
afînat	sub 1,52	peste 0,75	sub (5—7)	sub 2
îndesare mijlocie	1,52—1,63	0,64—0,75	(5—7)— —(12—15)	2—6
îndesat	peste 1,63	sub 0,64	peste (12—15)	peste 6

5. CONCLUZII

— Stabilirea factorilor care influențează rezistența la penetrare este absolut necesară pentru interpretarea diagramelor în situațiile extrem de variate de teren care se pot ivi; aceasta cu atît mai mult cu cît tendința este de a se reduce numărul forajelor și a mări pe acela al penetrărilor dinamice care sînt mult mai ieftine și rapid de executat.

— Se pot cita o serie de exemple pozitive de folosire a penetrării dinamice cu eficiență tehnică și economică.

a. Verificarea unei umpluturi de nisip pe amplasamentul unui bloc din orașul Arad a permis folosirea acesteia ca teren pentru fundarea directă a unui bloc de locuințe cu parter și 4 etaje.

b. Pe amplasamentul halei sporturilor din orașul Timișoara, efectuarea unui număr sporit de penetrări dinamice cu con a permis stabilirea variației îndesării nisipurilor atît în plan, cît și pe verticală.

Dată fiind îndesarea redusă a nisipurilor pe o adîncime de circa 4,5 m, din care 2,5 m sub nivelul apei, s-au analizat în paralel cîteva soluții de fundare și anume îndesarea suplimentară a terenului prin vibroînțepare, fundații pe piloți sau fundarea directă în adîncime, pe nisipurile îndesate.

c. Pe teritoriul orașului nou, Lunca Bîrzavei Reșița, încercările efectuate pe amplasamentul fiecărui bloc în parte, cuplate cu un număr redus de foraje, au permis stabilirea cu suficientă exactitate a adîncimii de la care apar nisipurile cu pietriș și bolovăniș, respectiv grosimea crustei afînate din suprafață (nisipuri fine prăfoase) sau a unor intercalații slabe mîloase. În felul acesta, s-au putut definitiva adîncimile de fundare pentru diferitele tipuri de structuri, evaluîndu-se corect sporurile pentru fundații.

d. Încercările de penetrare au permis a se ajunge la concluzia că este posibilă fundarea directă a unui depozit de alimente pe o haldă din orașul Anina, prin precizarea uniformității îndesării acesteia.

— În momentul de față se consideră că nu este posibil a se preciza numărul de lovituri cît și factorii de corecție prea mulți pentru diferitele influențe tratate anterior.

Deocamdată ne găsim în faza de studiu al relațiilor calitative, cele cantitative fiind limitate la corelația cu gradul de îndesare sau modulul de compresibilitate.

Ulterior pe măsura acumulării de date noi, în special în urma încercărilor sistematice de laborator la scară mai mare, se vor putea extinde relațiile cantitative.

Totodată, pe teren, urmează ca un număr cît mai mare de foraje cu încercări de laborator să fie corelat cu sondajele de penetrare dinamică cu con.

— Se simte din ce în ce mai acută nevoia standardizării aparaturii și metodicii de lucru pentru sistematizarea și generalizarea datelor obținute.

Bibliografie

[1] ***: *Metodî issledovania mehaniceschi svoistv gruntov v usloviah estestvennovo zalegania* Dnepropetrovsk, 1962.

[2] ***: *Baugrund—Ramm und Drucksondiergeräte*; *Anwendung* DIN—409. Blatt 2.

[3] Muhs H.: *Die Prufung des Baugrundes und der Boden.*

[4] Trofimenkov I. G., Vorovkov L. H., Cruiruicikii A. I., Benediktov A.A: *Polevîe metodî issledovania stroitelnîh svoistv gruntov.*

[5] Gîdea A. : *Cercetarea terenului cu aparatul de penetrare prin percuție*. Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, Nr. 7/1961.

[6] Păunescu M., Izdrăilă V., Guțescu D., Mihăescu A., Gîdea A., Ghiță I.: *Cercetarea terenului și urmărirea tasărilor la corpul înalt— Universitatea Timișoara.* Revista construcțiilor și a materialelor de construcții Nr. 11/ /1964.

[7] Kézdi A. : *Bodenmechanik*, 1964.

Acţiunea agresivă a dibutilftalatului asupra betoanelor

Conf dr. ing. N. I. Voina, ing. P. Velica, ing. E. Schiller
Institutul politehnic Timişoara

1. PREZENTAREA PROBLEMEI

Dezvoltarea industriei chimice la noi în ţară pune tot mai pregnant problema elucidării proceselor de coroziune dintre noile substanţe chimice şi elementele de construcţii din beton, precum şi elaborarea pe această bază a mijloacelor de protecţie. În cadrul Laboratorului de materiale de construcţii de la Facultatea de construcţii se studiază de mai mulţi ani coroziunea betonului în diverse medii agresive.

În lucrarea de faţă se prezintă rezultatele teoretice şi experimentale obţinute în legătură cu acţiunea agresivă a dibutilftalatului asupra betonului. Cercetările au fost iniţiate la cererea întreprinderilor ''Solventul'', „Victoria'' şi „Dermatina'' din Timişoara, unde s-au sesizat degradări importante ale planşeelor şi pardoselilor din beton sub acţiunea acestor substanţe, care se utilizează în procesul tehnologic. Din punct de vedere chimic, dibutilftalatul are un caracter tipic de ester, fiind utilizat ca plastifiant în obţinerea policlorurii de vinil (PVC).

2. EXECUTAREA ŞI PĂSTRAREA PROBELOR

Acţiunea dibutilftalatului asupra betoanelor a fost studiată pe epruvete de beton, cuburi cu latura de 7,07 cm.

La confecţionarea epruvetelor s-au folosit trei tipuri de cimenturi : Portland P400, metalurgic M400 şi alitic A, ale căror caracteristici fizico-mecanice şi chimice sînt redate în tabelele 1 şi 2.

Ca agregat s-a utilizat balast de rîu de compoziţie granulometrică cuprinsă în domeniul bun (STAS 1667/62).

Betoanele studiate au fost de compoziţie identică, fiind diferenţiate numai prin natura cimentului.

Compoziţia acestor betoane este redată în tabela 3.

Pentru a corela rezistenţa la acţiunea agresivă a dibutilftalatului cu gradul de compactizare, epruvetele au fost confecţionate atît prin batere cu maiul (manual) cît şi prin vibrare.

Vibrarea s-a efectuat cu o vibromasă de laborator cu următorii parametri : frecvenţa $n = 2\,950$ osc/min şi amplitudinea $a = 0{,}3$ mm.

Vibrarea epruvetelor s-a efectuat în două etape a cîte 30 secunde fiecare.

Ţinînd seamă că la betoane greutatea specifică are valori aproximativ egale, indiferent de modul de punere în operă pentru aceeaşi compoziţie, indicele de compactitate $\left(c = \frac{\gamma_b}{\gamma}\right)$ s-a apreciat exclusiv după valorile greutăţii specifice aparente (γ_b).

Comparînd valorile greutăţii specifice aparente între probele compactizate manual ($\gamma_b = 2\,430$ kg/m^3) şi prin vibrare ($\gamma_b = 2\,490$ kg/m^3) a rezultat o diferenţă de compactitate de 2,1 %. Probele au fost păstrate pînă la 28 zile în condiţii standard (STAS 1275/62), după care au fost introduse în soluţii de dibutilftalaţi.

Pentru a reproduce condiţiile în care are loc coroziunea la fabricile industriale, probele au fost păstrate în două regimuri diferite : o parte din epruvete au fost păstrate permanent în soluţii de dibutilftalaţi, acide şi neutre, iar altă parte alternativ două săptămîni în soluţii şi respectiv două săptămîni în aer. Dibutilftalatul neutru conţine 98 % substanţă activă şi 2 % butanol, iar cel acid conţine 80 % substanţă activă, 1 % acid sulfuric şi în rest butanol şi cărbune.

O serie de epruvete a fost menţinută permanent în apă, fiind considerată drept martor.

3. REZULTATE ŞI INTERPRETĂRI

Acţiunea corosivă a dibutilftalatului asupra betoanelor s-a apreciat prin urmărirea apariţiei şi dezvoltării fisurilor şi prin determinarea rezistenţei la compresiune, comparativ cu probele martor.

Tabela 2

Compoziţia mineralogică a cimenturilor

Ciment	Componenţi	C_3S	C_2S	C_4AF	C_3A
P		40 %	35 %	18 %	2 %
A		66 %	10 %	19 %	1 %
M	Provine din cimentul P + 30 % zgură de furnal				

Tabela 3

Compoziţia betoanelor

Tip de beton	Dozaj de ciment (kg/m^3)	Dozaj de agregat				Raport a/c
		0/7 mm		7/15 mm		
		(kg/m^3)	(%)	(kg/m^3)	(%)	
1	300	923,40	48,6	976,60	51,4	0,6
2	300	923,40	48,6	976,60	51,4	0,6
3	300	923,40	48,6	976,60	51,4	0,6

Tabela 1

Caracteristicile fizico-mecanice ale cimenturilor

Cimentul	Notaţia	Rest pe sita 4900 och/cm^2	Suprafaţa specifică (cm^2/g)	Apa de consis. normală (%)	Timpi de priză		Rezistenţa la compresiune pe mortare standard (kgf/cm^2, în zile)		
					început (h min)	sfîrşit (h min)	3	7	28
Portland P400	P	3,1 %	2 850	27,0 %	2,15	3,30	230	306	410
Alitic	A	3,0 %	2 980	28,5 %	1,15	2,15	300	420	503
Metalurgic M400	M	5,9 %	2 380	25,3 %	2,30	4,15	190	250	395

Tabela 4

Rezistența la compresiune (kgf/cm²) pe probe păstrate timp de 3 luni, alternativ în dibutilftalat acid și neutru, în raport cu probele martor

Nr. crt.	Beton cu M400			Beton cu P 400			Beton cu A		
	Martor	DBF brut acid	DBF neutru	Martor	DBF brut acid	DBF neutru	Martor	DBF brut acid	DBF neutru
1	240	105	125	250	90	100	265	104	118
2	240	122	120	245	95	95	265	100	120
3	220	120	125	250	98	100	270	110	120
4	230	110	120	245	94	98	275	105	115
5	225	115	130	240	95	98	275	105	115
media	230	114	128	246	94	98	270	105	116
% scăderi rez.	—	49,8 %	45 %	—	62 %	60,2 %	—	61 %	57 %

În tabela 4 se prezintă valorile rezistenței la compresiune pentru probele confecționate manual.

Pe baza datelor din tabela 4 se pot face următoarele interpretări :

— Rezistența betoanelor la acțiunea corosivă a dibutilftalatului este funcție de natura cimentului. Scăderile de rezistență față de probele martor sînt de 45 %, 60 % și 57 % pentru cimenturile metalurgic, Portland și alitic.

— Efectul caracterului acid sau neutru al dibutilftalatului asupra rezistenței la compresiune (R_b) a betonului este mai puțin dispersat în raport cu natura cimentului, fiind de 4,8 %, 1,8 % și 4 % pentru cimenturile metalurgic, Portland și alitic.

Apariția fisurilor, indiferent de natura cimentului, este în funcție de compactitatea betonului, primele fisuri fiind observate la 2 1/2 luni, la probele compactate manual, și aproximativ la un an la cele vibrate.

În ceea ce privește dezvoltarea fisurilor se menționează că cea mai mare influență o are regimul de păstrare. Astfel, la epruvetele păstrate în regim alternativ, fisurile s-au dezvoltat mult mai accentuat.

Tabela 5

Dezvoltarea fisurilor în timp la probele păstrate în regim alternativ

Timpul de înregistrare a fisurilor în zile de la apariție	Mărimea fisurilor în mm pe probele				
	1	2	3	4	5
la apariție	0,2	0,3	0,1	0,05	0,2
la — 2	0,28	0,45	0,1	0,1	0,3
la — 4	0,42	0,48	0,25	0,15	0,5
la — 6	0,42	0,55	0,25	0,2	0,5
la — 8	0,45	0,55	0,25	0,22	0,5
la — 10	0,48	0,6	0,25	0,25	0,7
la — 12	0,48	0,6	0,25	0,25	0,7
la — 18	0,85	0,8	0,3	0,25	0,9
la — 20	0,95	1,2	0,3	0,35	1,2

În tabela 5 se prezintă evoluția deschiderii fisurilor pentru probele păstrate în regim alternativ. Pentru probele menținute în regim permanent, fisurile nu au putut fi măsurate, fiind de dimensiuni reduse și avînd o evoluție lentă în timp.

4. EXPLICAREA FENOMENULUI DE COROZIUNE

Pentru elucidarea fenomenului de coroziune a dibutilftalatului asupra pietrei de ciment din betoane este necesar să se coreleze rezultatele experimentale obținute cu datele teoretice, privind caracteristicile dibutilftalatului.

Din punct de vedere chimic, dibutilftalatul este un ester avînd formula $C_6H_4(COOC_4H_9)_2$, care în mediul bazic hidrolizează ireversibil ([1], [5]) :

$$R - COOR' + HO^- \rightarrow R - COO^- + HOR'. \qquad (1)$$

Se poate aprecia că acțiunea corosivă a dibutilftalatului asupra betoanelor se produce parțial, după un mecanism asemănător grăsimilor care sînt saponificate de către hidroxidul de calciu $Ca(OH)_2$, eliberat prin hidroliza componenților mineralogici ai cimentului ([2] și [3]).

Acțiunea dibutilftalatului este mai puternică decît a grăsimilor, întrucît la hidroliza lui, conform ecuației (2), ia naștere radicalul acidului ftalic și alcolul butilic.

$$C_6H_4 - (COOC_4H_9)_2 + HO^- \rightarrow$$

$$C_6H_4 - (COO)_2^- + 2\,[(C_4H_9OH]). \qquad (2)$$

Radicalul acidului ftalic reacționează cu ionii de calciu, cu formarea ftalaților de calciu conform ecuației (3) :

$$C_6H_4 - (COO)_2{}^- + Ca^{+2} \rightarrow C_6H_4 - (COO)_2Ca. \qquad (3)$$

Pe baza datelor din literatura de specialitate [4] s-a constatat că formarea ftalatului de calciu se produce cu mărire de volum din cauza apei de cristalizare ($[C_6H_4 - (COO)_2 Ca \cdot 5H_2O]$).

Această mărire de volum, determinată de presiunea de cristalizare, creează tensiuni interne în structura pietrei de ciment, contribuind la fisurarea și distrugerea betonului.

În figurile 1, 2, 3 sînt reprezentate epruvetele de beton care au fost păstrate în mod alternativ în dibutilftalat timp de 3, 6 și 12 luni.

Legarea continuă a ionilor de calciu de către radicalul acidului ftalic determină decalcifierea hidrosilicaților și hidroaluminaților de calciu după schemele (4) și (5).

$$2\,CaO \cdot SiO_2nH_2O \underset{x<2}{\rightarrow} x\,CaO \cdot SiO_2 \cdot nH_2O \rightarrow CaOSiO_2nH_2O \rightarrow$$

$$\rightarrow Ca(OH)_2 + SiO_2nH_2O. \qquad (4)$$

$$4CaOAl_2O_3nH_2O \rightarrow 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot nH_2O \rightarrow 2CaO \cdot Al_2O_3nH_2O \rightarrow$$

$$\rightarrow CaO \cdot Al_2O_3 \cdot nH_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + Al_2O_3 \cdot nH_2O. \qquad (5)$$

Din compararea celor două efecte de coroziune a dibutilftalatului (decalcifierea și cristalizarea) rezultă că acțiunea preponderentă este cauzată de formarea și cristalizarea ftalatului de calciu, întrucît probele păstrate în regim alternativ prezintă fisuri mult mai evidente.

Păstrarea epruvetelor de beton în regim alternativ, față de regimul permanent în soluții, accelerează cristalizarea ftalatului și implicit fenomenul de coroziune.

Ținînd seamă de considerentele expuse mai sus se poate explica acțiunea corosivă diferențiată a dibutilftalatului asupra betonului în funcţie de natura chimico-mineralogică a cimenturilor.

S-a constatat experimental că betoanele cu ciment metalurgic prezintă o rezistenţă mai mare în comparaţie cu cele confecţionate cu cimenturi Portland şi alitic. Rezistenţa mărită a betoanelor cu ciment metalurgic este rezultatul conţinutului mai redus de hidroxid de calciu [$Ca(OH)_2$] ce rezultă la hidratarea acestui ciment.

5. STUDIUL MIJLOACELOR DE PROTECŢIE

Studiul mijloacelor de protecţie s-a efectuat pe baza mecanismului de coroziune elucidat la punctul 4, preconizîndu-se două procedee de protecţie. Primul prin tratări superficiale ale betonului, iar al doilea prin încorporări de polimeri în structura betonului proaspăt.

5.1. Tratări superficiale

În cadrul acestui procedeu s-a urmărit atît efectul de protecţie prin aplicarea de pelicule impermeabile şi rezistente la acţiunea agresivă a dibutilftalatului, cît şi efectul tratării superficiale a betonului cu diferite soluţii chimice anticorosive. S-au studiat mai multe soluţii de pelicule aplicate pe probe de beton de vîrstă 30 şi 60 zile de la confecţionare. Aceste pelicule au fost executate din următoarele substanţe : dinox 040, (răşină epoxidică românească), emulsie de aracet E50 şi sticlă solubilă.

Peliculele au fost aplicate în 2—3 straturi, cu o grosime totală cuprinsă între 0,5 şi 1 mm.

Tratarea superficială s-a făcut cu fluaţi, soluţie de $MgCl_2$, soluţie de clorură de bariu împreună cu sticlă solubilă.

Probele astfel protejate au fost introduse în soluţie de dibutilftalat.

Pe baza observaţiilor se stabilesc următoarele concluzii :

— epruvetele protejate cu pelicule de dinox, aracet şi sticlă solubilă au rezistat pînă în prezent timp de 500 zile ;

— epruvetele tratate superficial cu soluţiile indicate mai sus nu au dat rezultatele scontate, probabil din cauza dificultăţilor întîmpinate în realizarea unui strat compact uniform continuu distribuit pe suprafaţa betonului.

5.2. Încorporarea de polimeri în structura betonului proaspăt

Acest procedeu a constat în introducerea în masa betonului la prepararea unei cantităţi de 40 % emulsie de acetat de polivinil din greutatea cimentului. S-a constatat că probele de beton cu acetat de polivinil, după 500 zile de păstrare în dibutilftalat, nu prezintă nici un fel de degradări. Rezistenţa betonului cu acetat de polivinil la acţiunea agresivă a dibutilftalatului se explică prin mărirea compactităţii betonului, ca urmare a fenomenului de autocompactare, determinat de umflarea polimerului.

Prin autocompactare, absorbţia şi difuzia de dibutilftalaţi în masa betonului este împiedicată.

6. CONCLUZII

1. Dibutilftalatul exercită o acţiune distructivă asupra betonului, indiferent de compoziţia chimico-mineralogică a cimentului, totuşi acţiunea corosivă se diferenţiază de la ciment la ciment, fiind mai intensivă pentru lianţii bogaţi în silicat tricalcic (C_3Si).

2. Coroziunea dibutilftalatului asupra betoanelor este rezultatul cumulat al decalcifierii hidrosilicaţilor şi hidroaluminaţilor de calciu şi al generării de tensiuni interne, datorită cristalizării cu mărire de volum a ftalatului de calciu.

3. Efectul coroziunii depinde de compactitate, fiind cu atît mai redus cu cît compactitatea este mai mare.

4. Aplicarea de pelicule superficiale formate din dinox 040, aracet E50 etc. respectiv încorporarea în masa betonului a acetatului de polivinil protejează betonul contra acţiunii distructive a ftalatului.

5. Pentru a se obţine o protecţie eficientă a construcţiilor din beton, se recomandă întreprinderilor care utilizează dibutilftalatul, folosirea metodelor preconizate asociate (beton cu adaos de acetat de polivinil, tratat cu peliculele de dinox 040 sau aracet E50).

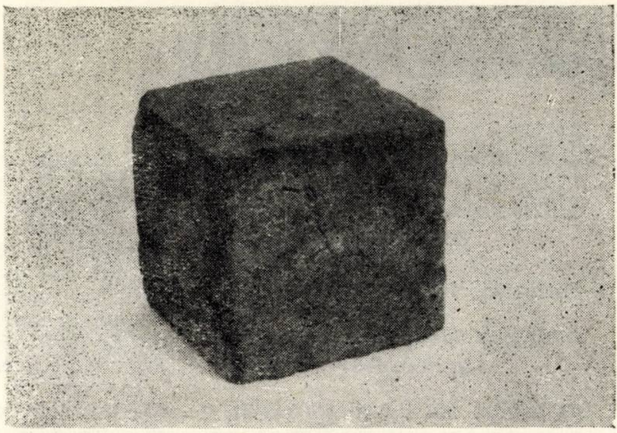


Fig. 1

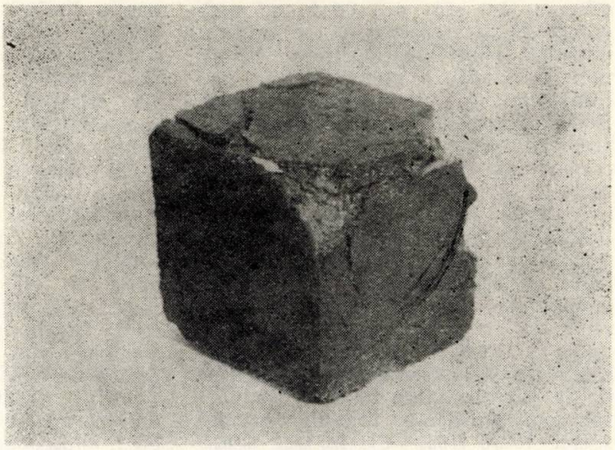


Fig. 2

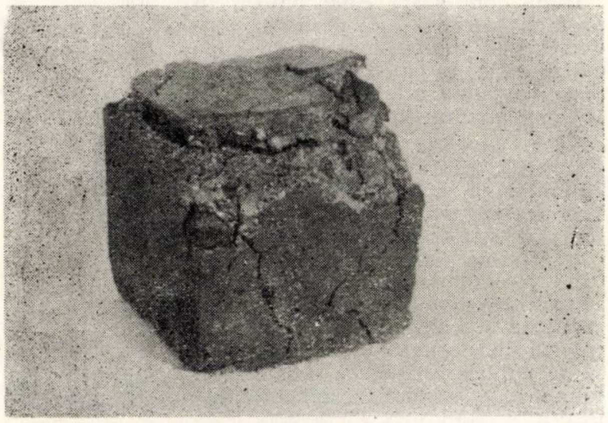


Fig. 3

Bibliografie

[1] Neniţescu C.D.: *Tratat elementar de Chimie organică*, vol. I Bucureşti, Editura tehnică, 1956.
[2] Steopoe Al.: *Durabilitatea betoanelor*, Bucureşti, Editura tehnică, 1965, pag. 110
[3] Ciniko A. V. şi Romodanov V. N.: Beton i jelezbeton No. 5, 1963.
[4] Beilsteins: *Chimia organică*, Ed. IV, vol. IX.
[5] Dehler E.: *Influenţa plastifianţilor asupra betonului*. Bauplanung—Bautechnik nr. 2, 3. 1964.

RECENZII

R. E. Means și J. V. Parker

PHYSICAL PROPERTIES OF SOILS

(Proprietățile fizice ale pămînturilor)

Londra, Constable and Company Limited, 1964

464 pagini, 140 figuri, 140 probl.

Problemele de geotehnică și fundații care se pun specialiștilor din diverse țări sînt din ce în ce mai complexe și rezolvarea lor optimă necesită o înțelegere din ce în ce mai profundă a proprietăților pămînturilor, care alcătuiesc terenul de fundație sau care constituie materialul din care se realizează corpul construcțiilor de pămînt. Această necesitate își găsește expresie atît în orientarea cercetărilor de fizica și mecanica pămînturilor din ultimii ani, cît și în tendința de a se publica lucrări cu caracter monografic, consacrate proprietăților pămînturilor. În acest context se înscrie și apariția lucrării profesorilor Raymond E. Means și James V. Parker de la Universitatea de stat din Oklahoma, publicată într-un răstimp foarte scurt (1963—64) în trei tiraje în S.U.A. și în Anglia, care face obiectul recenziei de față.

După cum arată chiar autorii în prefață, lucrarea este destinată studenților și inginerilor din practică cu intenția de a constitui o bază pentru o bună înțelegere a proprietăților pămînturilor.

Ca o expresie a necesității unei înțelegeri profunde a comportării pămînturilor sub acțiunea solicitărilor exterioare, capitolul introductiv este consacrat prezentării alcătuirii intime a fazei solide a pămîntului plecînd de la forțele de legătură dintre atomii și moleculele constituente și căutîndu-se ca, prin ajutorul unor scheme foarte sugestive, să se explice alcătuirea rețelei cristaline a principalelor minerale întîlnite în pămînturi. Pe această bază se explică în continuare forma particulelor solide după care se deduc principalele relații care caracterizează rapoartele dintre fazele constituente ale pămîntului.

Capitolul al doilea, de altfel destul de scurt, este consacrat greutății specifice a fazei solide a pămîntului și metodelor de determinare a ei.

În cel de al treilea capitol al lucrării, care se ocupă de distribuția pe dimensiuni a particulelor solide, se prezintă mai pe larg metodele bazate pe legea de sedimentare a lui Stockes, în ambele variante, prin pipetare și cu ajutorul areometrului. În legătură cu ultima metodă, în lucrare se dau indicații complete pentru tararea areometrului. Este de observat de asemenea că, pe lîngă o comparație între diferite sisteme de clasificare a particulelor pe dimensiuni, în capitol se mai prezintă efectul gradului de dispersare a particulelor asupra proprietăților fizice precum și indicații cu privire la modul de folosire a rezultatelor analizei granulometrice.

În ceea ce privește plasticitatea pămînturilor, se analizează mai întîi cauzele care stau la baza acestei proprietăți a pămînturilor, după care se expun metodele pentru determinarea limitelor de plasticitate, se definesc indicii de plasticitate, consistență, activitate (după Skempton) și se arată domeniile lor de variație. La sfîrșitul capitolului consacrat plasticității se descriu și cîteva metode expeditive de teren care dau o orientare cu privire la plasticitatea pămînturilor.

În capitolul V consacrat structurii pămîntului, în afară de descrierea tipurilor clasice (grăunțoasă, în fagure, în fulgi), se prezintă și alte tipuri de structuri (dispersată — cînd foițele paralele de minerale argiloase sînt separate de un strat dublu de apă adsorbită, microstratificată — alcătuită dintr-o alternanță de straturi fine prăfoase și argiloase etc.), comportarea tuturor fiind analizată prin prisma interacțiunii dintre apă și faza solidă a pămînturilor.

Tot în acest capitol se prezintă modificările de structură care intervin în procesul de compactare, încercările standard ce trebuie efectuate pentru studierea compactării pămînturilor precum și influența acestui proces asupra proprietăților pămîntului.

Capitolul V intitulat „Clasificarea pămînturilor“ este consacrat atît diferitelor sisteme mai răspîndite de clasificare a pămînturilor, cît și descrierii tipurilor principale de pămînturi precum și a criteriilor de recunoaștere a lor.

În capitolul VI „Hidraulica aplicată la mecanica pămînturilor“ se prezintă mai întîi cîteva noțiuni de bază privitoare la vîscozitatea apei, sedimentarea unei sfere într-o suspensie (legea lui Stokes), curgerea apei printr-un tub capilar (legea lui Poiseuille), tensiunea superficială a apei după care se analizează relația dintre diametrul tubului și înălțimea de ridicare, raza meniscului și tensiunea superficială a apei, precum și efectul acesteia din urmă asupra bulelor de aer din porii pămîntului.

Cu acest capitol se încheie o primă parte a lucrării în care s-au prezentat o serie de proprietăți care interesează pe ingineri, deoarece dau indicații cu privire la proprietățile pămînturilor ca permabilitatea și relațiile timp-efort-deformație.

În capitolul VIII, „Permeabilitatea pămînturilor“, se prezintă mai întîi legea lui Darcy, coeficientul de permeabilitate, ecuațiile generale ale filtrației apei prin pămînt, după care se arată metodele de laborator și teren pentru determinarea coeficientului de permeabilitate.

Capitolului IX „Compresibilitatea și consolidarea pămînturilor“ i s-a dat o dezvoltare sensibil mai mare decît majorității capitolelor lucrării. În afară de problemele clasice, care sînt tratate în orice lucrare de mecanica pămînturilor, în lucrarea recenzată se acordă o atenție specială argilelor senzitive și celor supraconsolidate precum și pămînturilor compactate. De asemenea, în ceea ce privește încercările pentru determinarea compresibilității, în afară de prezentarea metodelor uzuale, în lucrare se acordă o atenție deosebită modului de prelevare a probelor, încărcare în inelul edometrului și altor operațiuni pregătitoare, care dacă nu sînt conduse în mod corespunzător alterează sensibil rezultatele încercărilor.

Cu toate că problemei „Contracției“ (Cap. X) i s-a rezervat un spațiu mult mai redus decît altor probleme, totuși este de remarcat că au fost reliefate anumite aspecte interesante privitoare la importanța fenomenelor de umflare și la măsurarea presiunii de umflare.

Cum era și normal, un alt capitol (XI) care a căpătat o extindere foarte mare este cel intitulat „Caracteristicile efort-deformație și de rezistență“ în care, în afară de analiza stării de eforturi cu ajutorul cercului lui Mohr și discutarea teoriilor privitoare la ruperea pămîntului, se face o analiză interesantă a comportării tipurilor principale de pămînturi (nisipuri, prafuri, pămînturi cimentate, argile saturate, supraconsolidate, parțial saturate) sub acțiunea solicitărilor. Tot în acest capitol se mai discută și efectul factorilor care influențează rezistența la tăiere, inclusiv presiunea apei din pori.

Ultimul capitol al lucrării intitulat „Încercări de laborator“ (XII) conține expuneri detaliate ale modului de efectuare a încercărilor pentru determinarea tuturor proprietăților arătate mai înainte precum și a modului de prezentare a rezultatelor.

În general importanța care se acordă în lucrare modului de determinare a indicilor geotehnici, care caracterizează proprietățile, constituie o trăsătură importantă a sa.

O altă caracteristică o constituie faptul că, în explicarea diferitelor procese care au loc în pămîntul supus solicitărilor, se pleacă de la fenomenele fizice intime ce se desfășoară, atît în fazele constituente, cît mai ales la limita lor de separație.

Lucrarea se mai caracterizează printr-un stil clar şi concis, figuri foarte sugestive.

Dar, în afară de calităţile sale, lucrarea considerăm că are şi cîteva lipsuri şi anume: nu ţine seamă de anumite rezultate valoroase obţinute în domeniul ştiinţei solului şi care sînt valabile şi pentru pămînturi, nu acordă suficientă atenţie pămînturilor nesaturate, în cercetarea cărora s-au făcut progrese însemnate în ultimii ani.

Cu toate aceste lipsuri, lucrarea profesorilor Means şi Parker reprezintă o contribuţie valoroasă pentru înţelegerea justă a proprietăţilor pămînturilor, condiţie esenţială pentru alegerea unor ipoteze de calcul care să corespundă cu comportarea reală a pămînturilor.

Dr. ing. S. Andrei

DOCUMENTARE

NOUA CASĂ A RADIODIFUZIUNII FRANCEZE

Recent la Paris a fost dată în folosinţă noua Casă a radiodifuziunii franceze, amplasată pe malul Senei. Proiectarea clădirii a pus arhitecţilor o serie de probleme foarte dificile, atît datorită multiplelor destinaţii ale clădirii, cît şi datorită suprafeţei reduse a terenului disponibil. Arhitectul Henry Bernard, al cărui proiect a fost premiat dintre cele 25 de lucrări prezentate la concurs, a adoptat o soluţie care prevedea o folosire foarte intensă a terenului, reuşind să realizeze un volum de construcţie de 500 000 m^3 pe o suprafaţă de 2 hectare din cele 4 hectare disponibile.

Clădirile formează o serie de inele concentrice, dintre care cel exterior are o circumferinţă de 500 m şi înălţimea de 36 m, fiind urmat de un al doilea inel de mai mică înălţime, o curte circulară şi în fine un al treilea inel cu circumferinţa de circa 70 m şi înălţimea de 20 m. În partea de nord a inelului central se ridică un turn cu 21 de etaje, cu înălţimea de 65 m şi secţiunea de 30×15 m, care este destinat arhivelor sonore, discurilor şi benzilor de magnetofon. Ansamblul nu formează un cerc perfect, inelul exterior fiind format dintr-o porţiune mai înaltă şi mai îngustă şi una mai joasă şi mai lată.

Inelul exterior grupează foaierele pentru artişti şi public, precum şi birourile serviciilor tehnice şi administrative. În inelul intermediar se găsesc cinci săli publice pentru concerte, teatru şi spectacole televizate, în timp ce în inelul central sînt amplasate studiourile de înregistrare, de montaj şi de transmisie, sălile de consultaţie şi cabinele de audiţie a documentaţiei sonore. Soluţia de arhitectură adoptată permite ca, pe lîngă avantajul folosirii foarte judicioase a terenului, să se obţină şi o separare cît mai completă a zonei de înregistrare sonoră de zgomotele metropolei pariziene.

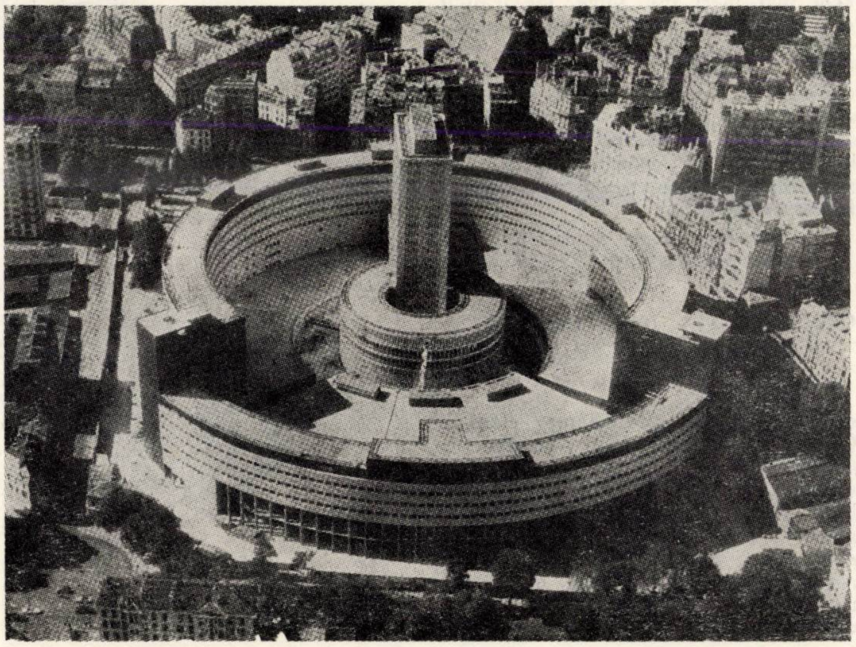
Izolarea fonică a constituit o problemă majoră a realizatorilor noii Case a radiodifuziunii franceze. Studiourile au pereţi dubli, primii realizaţi chiar de structura clădirii, iar al doilea rînd de către o serie de pereţi despărţitori suplimentari cu grosimea pînă la 13 cm. Ferestrele birourilor sînt duble, în scopul evitării transmisiei vibraţiilor exterioare.

La construcţia noii clădiri s-a adoptat o serie de soluţii tehnice interesante. Datorită apropierii Senei şi terenului slab, fundaţiile s-au executat pe puţuri cu adîncimea de 15 m. Sub sălile publice s-au prevăzut radiere de fundaţie cu grosimea de 2 m. Scheletul de rezistenţă al inelului exterior este format din cadre de beton armat distanţate la circa 4 m şi dispuse în sensul razelor cercului. Planşeele sînt formate din grinzi prefabricate de beton precomprimat pe care reazemă o placă de 5 cm grosime turnată pe loc. Pe placă s-a prevăzut un strat fonoizolator din lînă minerală de 1,5 m grosime, peste care se toarnă o a doua dală flotantă din beton armat cu plase sudate, în grosime de 4 cm. Inelul central al clădirii are scheletul de rezistenţă metalic.

Pereţii exteriori au fost îmbrăcaţi la exterior cu 9 800 panouri prefabricate din alumină, cu dimensiunile de 2×2 şi o suprafaţă totală de peste 3 hectare, a căror suprafaţă a fost supusă unui tratament special de oxidare în scopul eliminării luciului prea intens. Deosebit de originală este soluţia adoptată pentru instalaţia de încălzire şi condiţionare a aerului. Atmosfera studiourilor trebuind să fie climatizată atît vara cît şi iarna, a fost necesar ca instalaţia să debiteze o cantitate aproape egală de calorii şi frigorii (respectiv 4 şi 3 milioane pe oră).

Săpînd un foraj cu adîncimea de 550 m s-a obţinut un debit de 200 m^3/h de apă la temperatura de 27°, care alimentează o centrală termodinamică funcţionînd fără combustibil şi deci fără degajare de fum, ceea ce este deosebit de valoros din punct de vedere urbanistic. Soluţia permite încălzirea şi climatizarea celor circa 500 000 m^3 de spaţiu interior al clădirii Casei radiodifuziunii franceze, cu o economie de circa 25% în raport cu sistemele tradiţionale. Încălzirea încăperilor se face prin plafonul radiant, acesta fiind format din plăci perforate din aluminiu sau oţel, fixate pe ţevile prin care circulă fluidul de încălzire. Pentru răcire, pe lîngă apa rece care poate circula tot prin ţevile

Fig. 1. Vedere de ansamblu



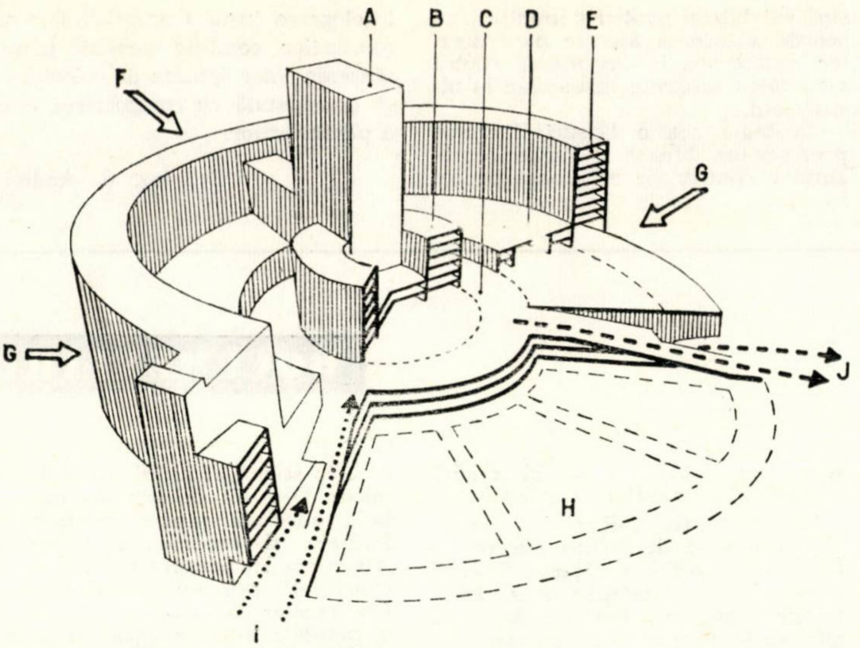


Fig. 2. Schema funcțională

A — turnul colecțiilor ; B — tehnicieni ; C — curte inelară ; D — studiouri ; E — birouri ; F — intrarea tehnicienilor ; G — intrarea artiștilor ; H — săli publice ; I — intrarea autovehiculelor ; J — ieșirea autovehiculelor

destinate încălzirii, se prevăd și ventilatoare care suflă aer proaspăt dezumezit prin plafoane.

Clădirea dispune de o instalație telefonică modernă, de un tip unic în Franța, cu 2 000 de posturi și posibilități de extindere la 4 000 de posturi, fiecare post interior putînd chema sau fi chemat de la exterior ca un post individual obișnuit, însă în același timp putînd comunica și între ele ca telefoane interioare.

Pentru facilitarea orientării în clădire, etajele sînt împărțite în diferite sectoare, dispuse în sensul de mers al acelor ceasornicului, în fiecare sector ușile și îmbrăcămințile pardoselilor avînd culori diferite.

În holul de la intrare se găsesc oglinzi de 11 m înălțime, care sînt cele mai mari din lume, iar lemnul este folosit pe scară largă ca material decorativ. În foaieuri s-au prevăzut mozaicuri, tapiserii și tablouri realizate de artiști moderni. În micul auditoriu de muzică, pe un perete s-a executat un panou decorativ din bucăți vechi de mătase, mochete și stofe de lînă, obținîndu-se un efect foarte reușit.

(După „Architecture-Bâtiment-Construction" nr. 226/1965)

CONSTRUCȚIA NOII CLĂDIRI A OPEREI DIN SIDNEY

În anul 1957 a fost inițiat un concurs pentru proiectarea clădirii Operei din Sidney. Pentru construcția Operei s-a rezervat un amplasament deosebit, în vîrful peninsulei Bannelong Point, care pătrunde adînc în golful Sidney. Prin construcția Operei s-a urmărit să se amplaseze la intrarea în oraș de pe mare o clădire monumentală care să impresioneze pe cei ce sosesc în portul Sidney.

Prin temă s-a prevăzut ca Opera să cuprindă două săli mari, una pentru concerte simfonice, reprezentații de operă, balet și meetinguri de masă, cu o capacitate de 3 000—3 500 locuri (ulterior redusă la 2 800 locuri), și un teatru mic care să poată servi și ca sală de concerte, cu o capacitate de 1 200 locuri. Ambele săli trebuiau să folosească în comun încăperile anexe al scenei.

La concurs au fost prezentate 223 proiecte, fiind ales pentru execuție cel al tînărului arhitect danez Joern Utzon. Proiectul lui Joern Utzon este deosebit de original, complet diferit de tot ce s-a realizat pînă în prezent în materie de construcții de clădiri de operă.

În esență clădirea constă dintr-o bază masivă de beton, de pe care se ridică o serie de bolți în formă de scoică, formînd acoperișul. La alegerea acestei forme neobișnuite a clădirii, Utzon a pornit de la ideea că noua clădire va fi amplasată pe apă și că va putea fi privită din toate părțile, de la înălțimea vapoarelor sau a marelui pod de peste intrarea în golf. În consecință el s-a străduit să realizeze o formă deosebită care să se încadreze cel mai bine în peisajul marin înconjurător.

Utzon a amplasat cele două săli principale alăturat, cu intrarea dinspre vîrful peninsulei, realizînd o platformă de acces de unde se oferă publicului o vedere frumoasă asupra golfului. Prin amplasarea celor două

Fig. 3 a. Schema nervurilor din bolțile sălii mari

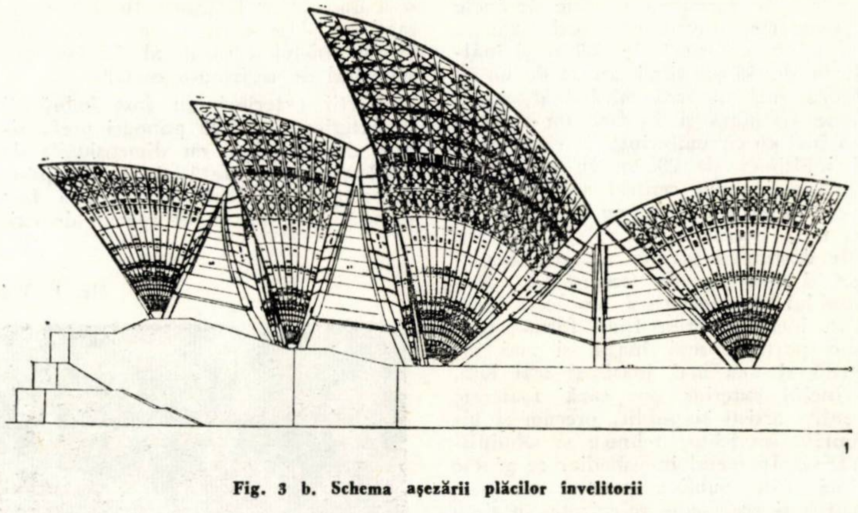
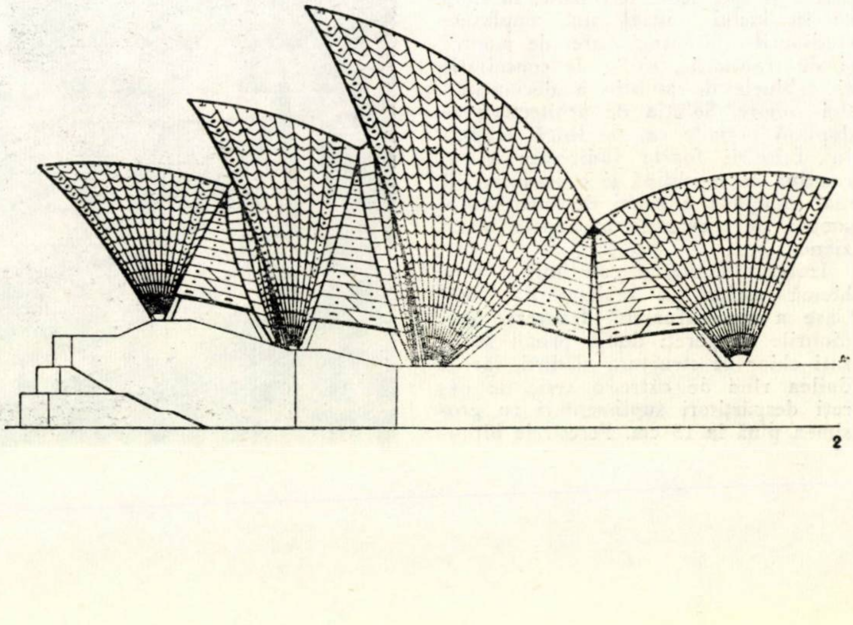


Fig. 3 b. Schema așezării plăcilor invelitorii



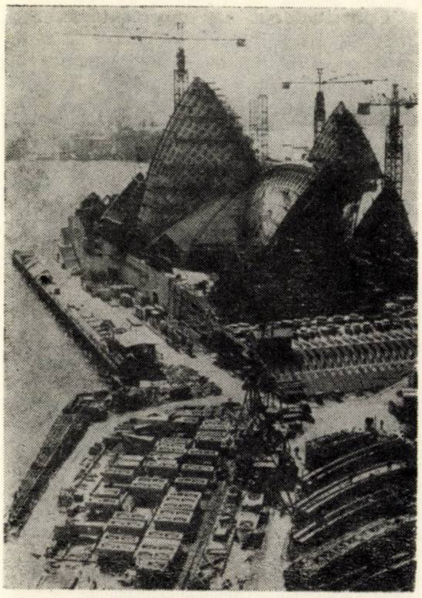
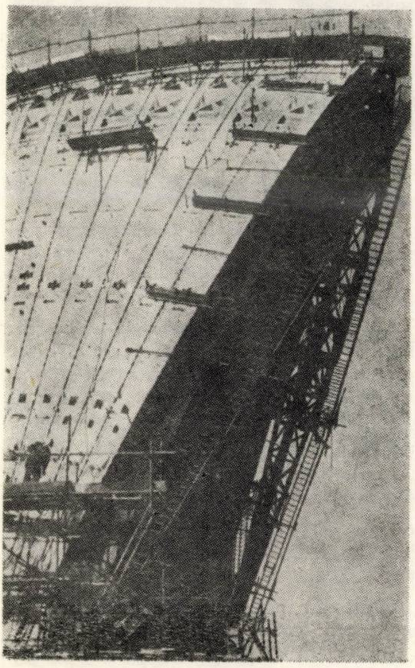


Fig. 4. Vedere generală a șantierului în timpul executării bolților

săli alăturat, ridicîndu-se ca o vastă platformă masivă de beton, Utzon a rezolvat ceea ce considera el ca o problemă fundamentală, reușind să creeze o siluetă interesantă a clădirii din orice direcție. Baza clădirii adăpostește atelierele, sălile de repetiție, garderobele și, urmînd a fi adăugat ulterior, un teatru experimental pentru 400 de spectatori. Bolțile acoperișului, în număr de 12, care se ridică direct deasupra bazei ajungînd pînă la o înălțime de 70 m, acoperă holul de intrare, turnurile scenelor, scenele, sălile și barul pentru public. Soluția adoptată elimină cea mai mare parte a scărilor de acces și de evacuare necesare la o clădire cu multe etaje și oferă o soluție caracterizată printr-o mare simplitate și frumusețe.

Fig. 5 a. Vedere de ansamblu a arcului telescopic de montaj



În scopul de a obține spațiu suficient pentru a amplasa alăturat cele două săli principale, Utzon a depășit limitele terenului, extinzînd într-o parte baza în golful înconjurător. Chiar și așa, îngustimea peninsulei a necesitat restrîngerea dimensiunilor sălilor mari și în special a împiedicat prevederea de buzunare laterale ale scenei. Utzon a rezolvat această din urmă problemă prin prevederea a nouă platforme ridicătoare montate pe ascensoare uriașe, care permit ca decoruri complete să fie aduse pe scenă din spațiile largi create sub scenă. Platformele ridicătoare permit de asemenea variații în amenajarea sălii, în funcție de destinația ei. Astfel, în cazul utilizării sălii pentru concerte, orchestra ocupă primele 2-3 platforme, iar celelalte sînt coborîte la nivelul sălii și primesc scaune pentru spectatori. Prin aceasta orchestra este înconjurată din toate cele patru părți de către spectatori. În cazul reprezentațiilor de operă, platformele pot fi ridicate sau coborîte în funcție de cerințele spectacolului. Sala mică are o scenă turnantă și patru platforme mobile, dintre care două comunică cu spațiile de lucru de sub scenă. Autocamioanele de serviciu și cele destinate aprovizionării pot pătrunde direct în spațiul de sub scenă. Garderobele artiștilor sînt amplasate toate la același nivel, imediat sub scenă, ceea ce creează condiții mai bune de lucru pentru artiști în raport cu alte clădiri de operă, unde se ajunge uneori la distribuirea garderobelor artiștilor chiar pe șase etaje.

Clădirea Operei din Sidney proiectată de Joern Utzon este în realitate un mare centru cultural capabil să primească simultan 5 000 de persoane; clădirea are două săli mari, două săli mai mici și 15 săli de repetiție, fiecare din acestea din urmă permițînd punerea în scenă a unui spectacol complet.

Proiectul lui Joern Utzon a avut o istorie agitată, încă de la începuturile sale, de la concursul din 1957. Imediat după anunțarea hotărîrii juriului a început o furtună de discuții, care nu a încetat de atunci. Dacă, la început, criticii își concentrau focul asupra concepției ieșite din comun a clădirii, acum ei atacă depășirea însemnată a prețului inițial considerat al clădirii, care după ultimele aprecieri se ridică la 20 milioane lire australiene, față de cele 3,5 milioane lire australiene estimate de juriul concursului. În 1959, în momentul începerii lucrărilor, se considera că ele vor fi terminate în anul 1962, pentru ca după amînarea termenului pînă în anul 1963 și apoi 1965 să se fixeze anul 1969 pentru darea în folosință a Operei. Pentru a explica această creștere substanțială a costului și prelungirea duratei de construcție, executantul arată că în mod practic este nevoit să execute o construcție meșteșugărească care aduce aminte de arta construcției catedralelor medievale. Dacă nu ar fi fost subvenționată prin veniturile realizate de o loterie, construcția ar fi trebuit să fie abandonată.

Executarea lucrărilor a fost împărțită în trei etape. Prima etapă, cuprinzînd baza, a fost terminată în martie 1963, a doua cuprinzînd bolțile se găsește în plină desfășurare în cursul anului 1966, iar a treia va cuprinde lucrările de interior.

Bolțile, de formă neobișnuită, au pus probleme deosebite proiectanților structurii, necesitînd 375 000 ore de proiectare și 1 800 ore de mașină de calcul electronic.

Pentru a se ușura lucrările de construcție și a se putea utiliza mai puține tipuri de elemente, arhitectul Joern Utzon a modificat forma bolților, făcîndu-le pe toate sferice, cu aceeași rază de 80 m, diferind între ele însă ca dimensiuni. Prin aceasta s-a realizat și o unificare a aspectului lor exterior, precum și posibilitatea calculării mai precise a eforturilor în orice punct și o construcție mai economică. Bolțile sînt împărțite în nervuri, care la rîndul lor sînt împărțite în bolțari (fig. 3). Se utilizează în total 2 413 bolțari din beton prefabricat cu greutatea de 5...14 tone, greutatea totală a bolților fiind de 21 000 tone (fig. 4). Nervurile se execută din beton cu rezistența minimă de 420 kg/cm^2, la 28 zile, la unele elemente utilizîndu-se chiar beton cu rezistența de 525 kg/cm^2. Fiecare bolțar are lungimea de 456 cm și se toarnă în tipare de placaj în grupe de cîte cinci elemente. Bolțarii se îmbină între ei cu rășini epoxidice. Peste bolțarii prefabricați se așază 4 000 de plăci de beton de 3 tone fiecare, căptușite cu plăcuțe de ceramică albă. Plăcuțele ceramice, în număr de peste un milion, s-au importat din Suedia, la producția lor punîndu-se o serie de condiții foarte severe pentru a se asigura rezistența lor în condițiile grele climatice din Australia. La confecționarea plăcilor de beton ale învelitorii, plăcuțele ceramice, cu dimensiuni de 12,7$\times$12,7 cm, s-au așezat pe fundul unui tipar metalic, pe un șablon special care să asigure o grosime uniformă a rosturilor, după care

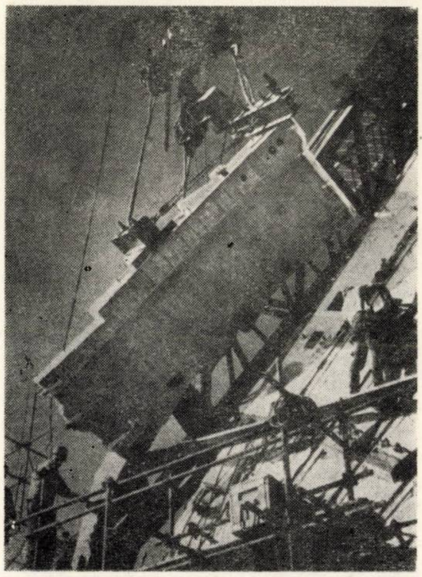


Fig. 5 b. Detaliu de montaj al unui bolțar s-a turnat deasupra beton, s-a vibrat și s-a aburit timp de 8 ore.

Montarea nervurilor prefabricate se face cu macarale turn cu capacitatea de 20 tone și cu ajutorul unui arc telescopic mobil (fig. 5). Datorită geometriei sferice a bolților, acestea pot fi montate fără cintre sau eșafodaje. Fiecare nervură este posttensionată după montajul ei, iar în final se face posttensionarea întregii bolți.

(După „Engineering News Record“ nr. 3/1966 și „Architectural Record“ nr. 1/1966)

CLĂDIRI DE LOCUIT LA CHICAGO

În cartierul sud al orașului Chicago se execută în prezent 711 apartamente pe o suprafață de 5 ha. Ele sînt repartizate în patru blocuri, dintre care două au 16 etaje și două au 22 etaje (fig. 6).

Cele cu 16 etaje sînt turnuri construite pe un plan circular, care sugerează o floare cu 24 de petale. Blocurile cu 22 etaje au în plan o formă de arc de cerc și sînt dispuse simetric de o parte și de alta a unei axe care trece prin centrul lor comun (fig. 7). Turnurile cuprind în total 364 apartamente de cîte două camere, iar blocurile cu 22 etaje grupează 346 aparamente de trei și patru camere. Un spațiu mare este rezervat pentru teren de joc și parcuri, în mijlocul cărora se află un teatru de vară, care evocă un amfiteatru antic. De asemenea, s-a prevăzut și loc pentru parcarea a 251 vehicule. Structura de rezistență este alcătuită din pereți portanți; caracteristică este lipsa oricăror stîlpi sau grinzi și grosimea constantă a pereților pe toată înălțimea construcției (fig. 8). Pentru a se înlocui stîlpii și grinzile s-au sporit armăturile, iar dozajul de ciment s-a redus pe măsura înălțării construcției, astfel încît să se realizeze o economie care se afirmă că este comparabilă cu aceea care se obține cînd se reduce grosimea pereților la etajele superioare.

Deși ansamblul are aspectul unei realizări cu cofraje glisante, el a fost executat în cofraje fixe, de inventar, de înălțimea unui etaj.

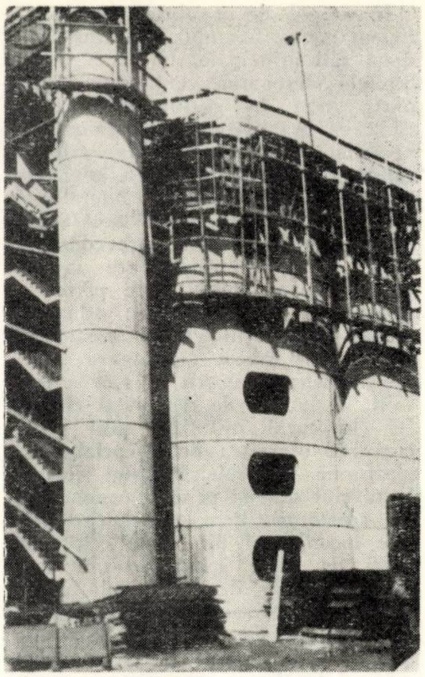


Fig. 7

Constructorul a preferat această metodă tradițională, deoarece s-a temut că folosind cofrajele glisante nu va putea asigura elementelor o verticalitate riguroasă pe o înălțime atît de mare și mai ales pe suprafețe atît de mari.

Folosind procedeul clasic, s-a turnat totuși un nivel la fiecare trei zile.

Pentru fiecare tip de celulă s-a folosit un cofraj complet și independent. Bineînțeles toate nivelurile au dispoziții identice în plan și nu există decît două tipuri de camere de locuit.

Această situație a permis limitarea numărului cofrajelor necesare, confecționîndu-se mai multe de același tip pentru a se menține o viteză de execuție ridicată. Cofrajele pe celulă au fost grupate cîte patru și au fost montate dintr-o dată cu ajutorul unei macarale. Ele au fost concepute astfel încît înainte de turnare să permită montarea conductelor de canalizare și a tocurilor de uși. La fiecare extremitate a grupului de cofraje, un panou pe glisieră permitea ansamblului să se plieze la decofrare sub acțiunea verinelor.

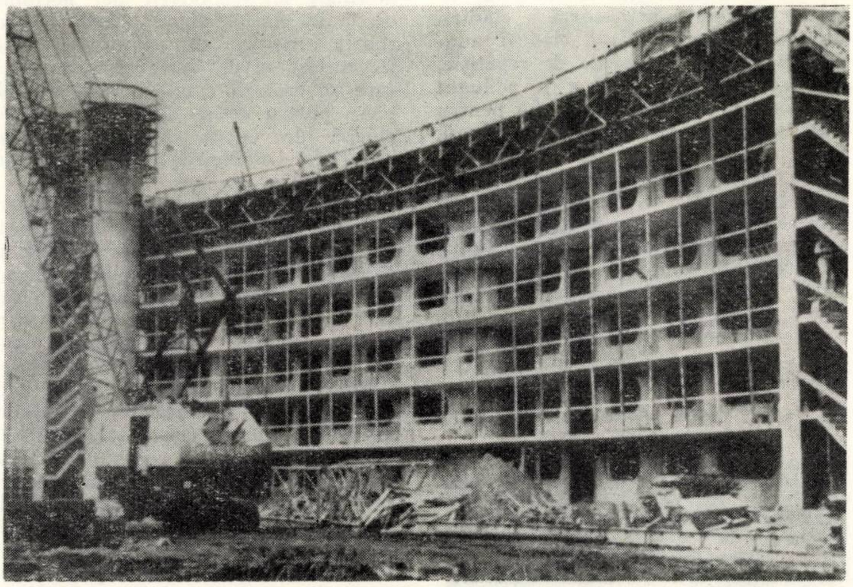
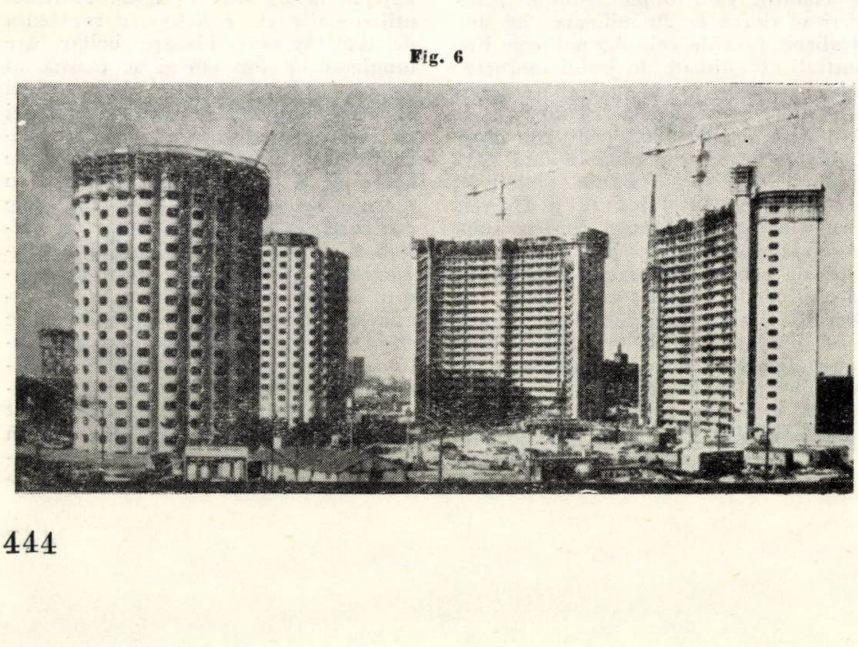


Fig. 8

Fig. 6



Golurile de uși și ferestre au fost executate cu ajutorul unor tipare din masă plastică armată cu fibre de sticlă.

Cofrajul exterior, realizat din scînduri — în timp ce fețele interioare ale pereților exteriori și fețele pereților interiori sînt cofrate cu placaj plastifiat — este ridicat pe măsura înălțării construcției și bulonat în lăcașurile prevăzute din timpul turnării betonului. Cofrajul este prelungit în partea de jos printr-un eșafodaj de pe care se pot executa toate operațiile de finisare.

Cînd un planșeu este terminat, se montează cofrajul periferic, apoi se așază fiecare grup de celule-cofraj.

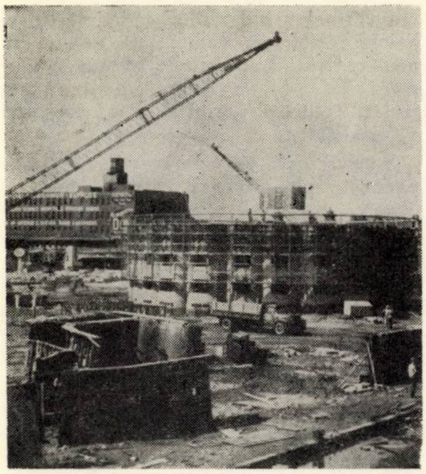


Fig. 9

O dată instalat ansamblul, începe betonarea, într-un ritm zilnic de 300 m³. După circa șapte zile se decofrează. Grupul de celule este coborît la sol, cofrajul periferic rămînînd pe loc, și se montează cofrajul planșeului. Acesta este format din plăci de placaj, special decupate la forma necesară și numerotate pentru a fi reutilizate la fiecare nivel, în același loc (fig. 9). Plăcile de cofraj sînt așezate pe grinzi extensibile, care reazemă pe partea superioară a pereților interiori și exteriori, și sînt numerotate de asemenea pentru a fi folosite în același amplasament. Cînd planșeul este terminat și decofrat, operația se repetă.

(„Bâtir", nr. 146, martie 1966)

IMOBILUL — TURN NOBEL

În noul cartier care se dezvoltă în apropierea podului Neuilly de la Paris, se construiește un imobil-turn cu 36 de etaje (fig. 10).

Turnul și anexele sale cuprind aproximativ 45 000 m^2 de planșee. Aspectul turnului propriu-zis este cel al unei colivii de sticlă, de secțiune rectangulară, cu lungimea de 48,40 m, lățimea de 23,92 m și înălțimea de 106 m. Construcția are două etaje pentru parcare, cu o arie desfășurată de 10 720 m^2, legate prin rampe, racordate la nivelul străzii de o piațetă principală de 4 300 m^2. Pentru a nu lăsa impresia că imobilul este prea „aerian", proiectanții au dispus în jurul sîmburelui central un mezanin la nivelul străzii, înalt de 2,25 m, care degajează fața etajului tehnic inferior și stîlpii metalici portanți ai structurii periferice.

Structura turnului se compune dintr-o infrastructură din beton armat, care poartă o suprastructură mixtă formată dintr-un sîmbure central din beton armat, destinat spațiilor pentru circulația pe verticală, înconjurat de un schelet metalic, care poartă elementele de fațadă și planșeele zonei utile.

Ferestrele au tîmplăria din profile ușoare de aluminiu.

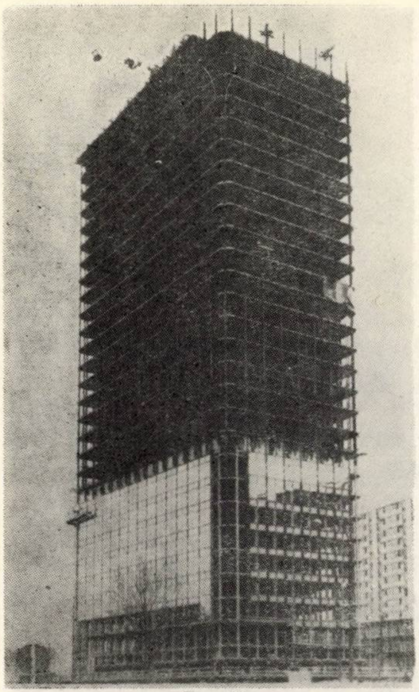


Fig. 10

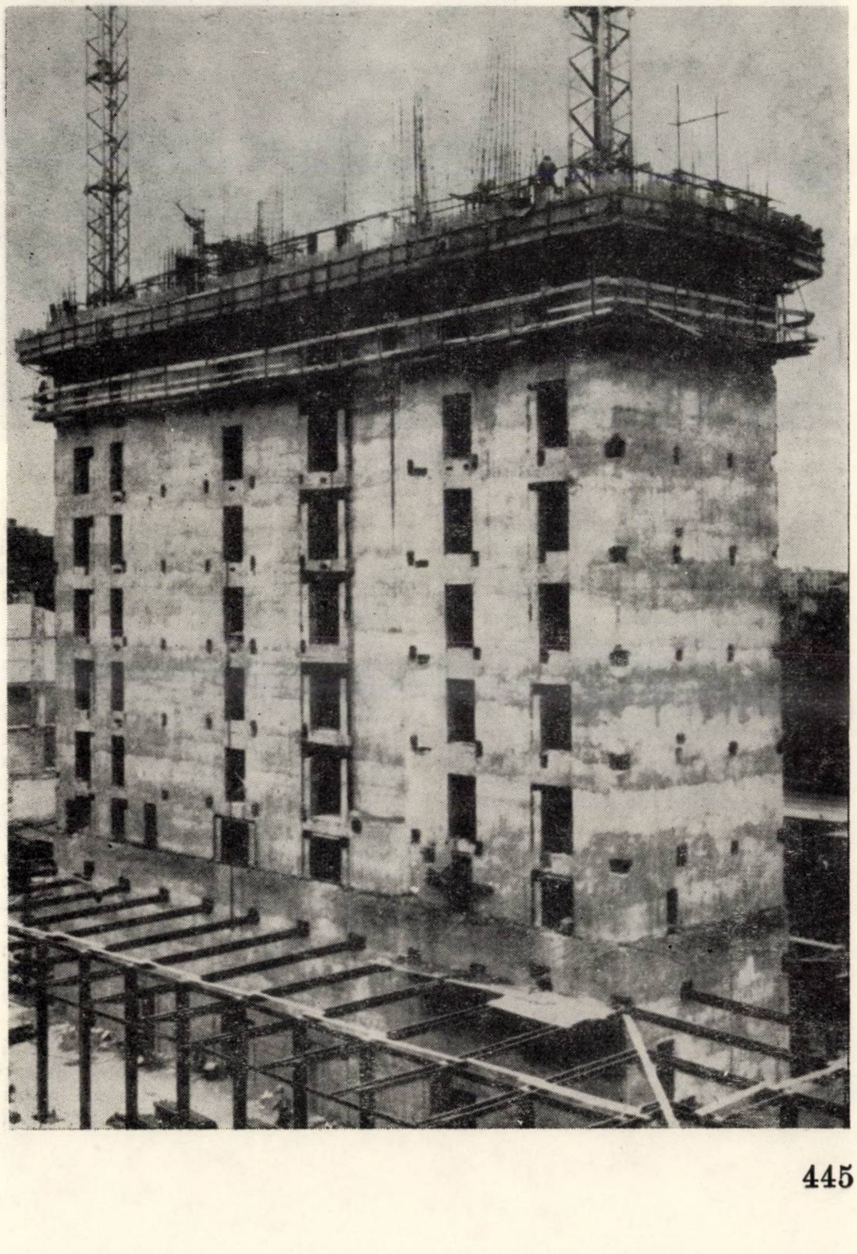
Sîmburele central (fig. 11) reprezintă elementul principal al structurii imobilului și asigură prin monolitismul său rigiditatea și stabilitatea construcției, preluînd încărcările orizontale din presiunea vîntului cu $V = 140$ km/h și jumătate din încărcările permanente și utile suportate de scheletul metalic. Realizarea sa prin metoda cofrajelor glisante constituie un exemplu al posibilităților de a construi repede și solid structuri cu secțiune complexă.

Plecînd de la nivelul parterului, baza sîmburelui are o lungime de 31,52 m și o lățime de 8,54 m. El se înalță uniform pînă la cota de 133,65 m ; de aici, lungimea se reduce la 8,60 m, pînă la terasă (cota 140).

Circulația pe verticală este asigurată prin nouă ascensoare grupate în două baterii cu control electronic, un ascensor de serviciu, două montșarjuri și două scări de siguranță cu treptele prefabricate din beton armat.

Scheletul metalic formează partea a doua a structurii, contribuie la rigiditatea sa și constituie suprafața utilă a imobilului.

Fig. 11



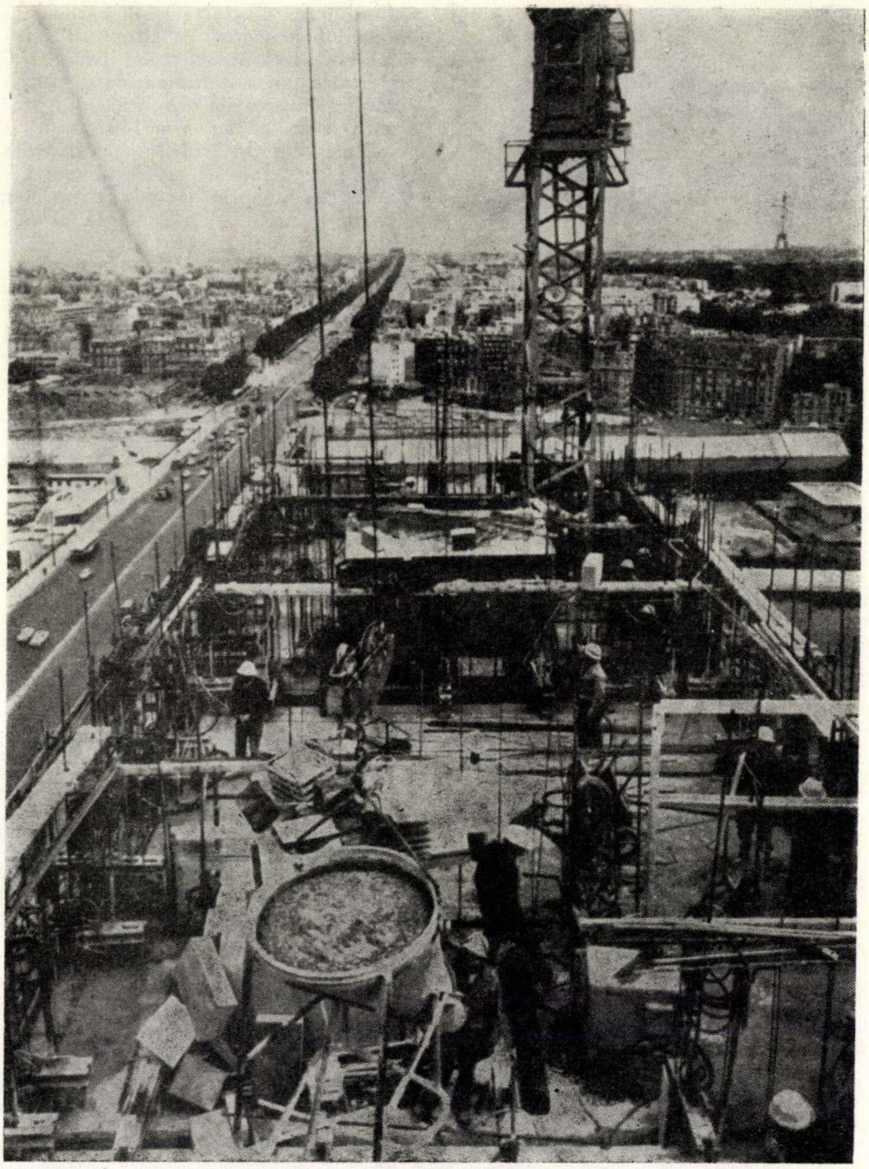


Fig. 12

Scheletul cu dispoziţie ortogonală, modulat după o tramă de 2,86 m, cuprinde 16 stîlpi pe fiecare faţadă longitudinală şi opt stîlpi pe fiecare faţadă laterală şi o reţea de grinzi la fiecare etaj, rezemate cu un capăt pe stîlpii scheletului şi cu altul pe sîmburele central pe jumătate din grosimea locaşurilor practicate de la betonare (cîte 10 locaşuri pe pereţii longitudinali, două pe pereţii laterali şi cîte unul la fiecare colţ, pentru rezemarea grinzilor de colţ şi a diagonalelor).

Structura metalică se înalţă liberă pînă la etajul centralei termice unde se racordează la o dală betonată, care solidarizează faţadele de sîmburele central. Se menţionează că planşeul tehnic superior va fi dublat cu o dală betonată de 0,40 m grosime, pentru a forma la etajul 28 un ecran fonic indispensabil.

Scheletul este constituit din elemente bulonate şi elemente sudate (stîlpii).

Îmbrăcămintea faţadelor, începînd de la etajul tehnic inferior, este realizată integral din pereţi-cortină, montaţi, travee cu travee, într-o nişă verticală situată în ax.

Aceasta însă este de fapt un cheson care ocupă toată înălţimea etajului.

Datorită înălţimii mari a clădirii, la executarea turnului a fost necesar să se execute simultan pereţii exteriori (40 cm grosime) ai sîmburelui central şi toţi pereţii despărţitori interiori (de 20 cm grosime) (fig. 12).

Sîmburele poate fi asemănat cu două turnuri unite prin două planşee. Golul central este divizat pînă la etajul 28 prin doi pereţi care separă bateriile ascensoarelor jos şi sus ; în timpul betonării această zonă expusă presiunilor orizontale a trebuit să fie contravîntuită.

Mecanismele folosite pentru ridicarea cofrajului glisant sînt o aplicare a sistemului „Sepco“ al cărui principiu de ridicare este bazat pe folosirea verinelor hidraulice acţionate de o pompă electrică, comandată de la un post central. Impulsurile transmise variază de la 1 la 3 cm simultan sau izolat, ceea ce permite să se corijeze verticalitatea.

S-au folosit 100 verine de 6 t, repartizate pe întregul cofraj.

Ridicarea şi montarea cofrajului glisant şi a scheletului metalic a necesitat următoarele utilaje :

— un ascensor de serviciu în interiorul sîmburelui central, care s-a demontat după terminarea acestuia ;

— două ascensoare de serviciu la exterior, putînd transporta în afara muncitorilor şi o greutate echivalentă cu a unei bene cu beton ;

— două macarale de 35 t greutate, cu putere de ridicare de 1,5 t, una la 25 m şi alta la 30 m, montate pe sîmbure şi ridicîndu-se o dată cu el ;

— eşafodaje mobile la exterior.

Montajul elementelor de faţadă a pus de asemenea probleme speciale. Întreprinderea constructoare a folosit un sistem care cuprinde :

— un portic de primire a pieselor ;

— un atelier de asamblaj ;

— un monorai pentru transportul orizontal al elementelor pînă la locul de montare ;

— trolii pentru ridicarea elementelor pe verticală, pînă la locul de montaj ;

— un eşafodaj mobil care înconjoară construcţia.

Imobilul este prevăzut să fie gata la începutul anului 1967, construcţia lui durînd 30 de luni.

(„Bâtir“, nr. 146, martie 1966)

SALĂ DE SPORT ORIGINALĂ

În apropiere de Saint Nazaire (Franţa) a fost construită — în mijlocul unui parc — o sală pentru manifestări sportive şi teatrale (fig. 13).

Sala cuprinde la subsol loc de antrenament, apoi un platou pentru jocuri cu o suprafaţă de 40×20 m, cu instalaţii pentru transmisii de radio şi televiziune, o scenă fixă de 16×19 m, cabine pentru actori, 2 500 locuri pe gradene şi 500 locuri în picioare, cu posibilităţi de sporire a numărului de locuri pînă la 3 800. Natura solului (teren mlăştinos) cum şi diversitatea destinaţiilor date sălii au condus la alegerea pentru construcţie a unei cupole întoarse. Planul de secţiune al acestei calote sferice care „pluteşte“ pe mlaştină ca un vapor pe apă are o înclinaţie de 13%, în direcţia axei longitudinale, pentru a favoriza etajarea gradenelor.

Diametrul maxim la partea superioară este de 88 m, iar la nivelul subsolului de 49 m.

Construcţia a fost executată în cercuri succesive, de 0,45 m înălţime, din beton aparent, pe cofraj cu astereala dispusă în planuri diferite.

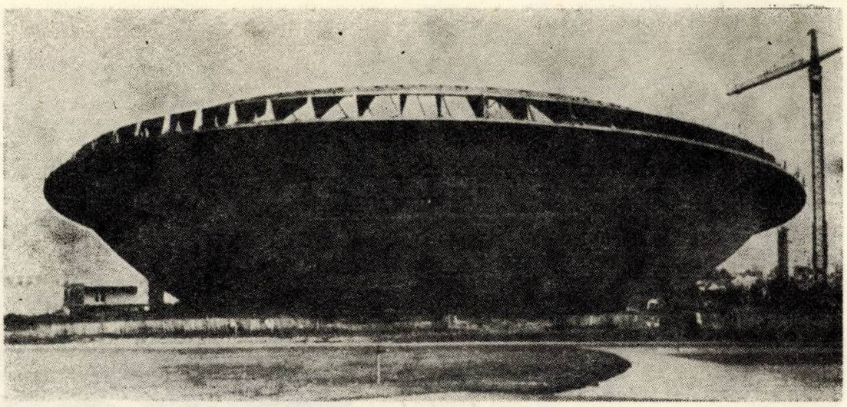


Fig. 13

Fundaţia este constituită dintr-o cupolă avînd drept inel o talpă de fundaţie rezemată pe 166 piloţi de 80 t capacitate portantă. Se formează în felul acesta o boltă care rigidizează talpa inelară de fundaţie impiedicînd deformarea acesteia sub încărcările nesimetrice şi foarte variabile în funcţie de diferitele condiţii de exploatare a sălii.

Acoperişul sălii a dat loc multor cercetări.

Forma construcţiei fiind o calotă sferică, tăiată de un plan, coroana superioară este un cerc.

Iniţial, s-a imaginat folosirea acestei coroane (care serveşte pentru iluminat şi pentru ventilaţie şi care este prevăzută cu 64 aripioare parasol) ca geanta comprimată a unei „roţi de bicicletă" ale cărei raze erau formate din două rînduri de cabluri tensionate, rîndul superior susţinînd acoperişul. Această soluţie a fost abandonată, suprafaţa de acoperit, de circa 3 000 m², nefiind atît de importantă pentru a justifica acest mod costisitor de acoperire, numărul cablurilor necesare fiind foarte mare.

În final s-a adoptat o reţea de cabluri suspendate, care formează o boltă răsturnată (practic un paraboloid de revoluţie) care rezistă la încărcările date de vînt, prin lestare cu o placă de beton de 4,5 cm grosime turnată pe o membrană metalică, care se opune tendinţei de ridicare datorită sucţiunii vîntului, servind totodată ca element suport al izolaţiei hidrofuge.

Cablurile puse în tensiune sub greutatea acestui lest se descarcă sub acţiunea sucţiunii exercitate de vînt şi dau o reacţiune în reazem, care se exercită de jos în sus asupra plăcii-lest. Aceasta din urmă trebuie considerată ea însăşi ca o structură capabilă să reziste încărcărilor date de cabluri.

La realizarea acestei săli de sport s-a acordat o grijă deosebită atît la executarea elementelor de rezistenţă cît şi la montarea acoperişului.

(„Bâtir", nr. 146, martie 1966)

REZULTATELE CONCURSULUI ÎN PROIECTARE ORGANIZAT DE C.S.C.A.S. ÎN ANUL 1966

CU TEMA : COMPLEX INDUSTRIAL PENTRU ÎNGRĂŞAREA TINERETULUI TAURIN

La concursul cu participare limitată organizat de Comitetul de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare, cu tema „Complex industrial pentru creşterea tineretului taurin", au fost acordate :

Premiul I în valoare de 10 000 lei colectivului :
autor : arh. Vogel Iosif
colaboratori : ing. Munteanu Fl., ing. Anghelescu S., ing. Zaharia A., ing. Tărărescu A., tehn. Şerban Rutt, tehn. Florea T.

Premiul II în valoare de 8 000 lei
autor : arh. Traianescu Cornel

Premiul III în valoare de 6 000 lei
autor : ing. Teodorescu Valeriu

4 menţiuni în valoare de 4 000 lei fiecare :

1. autor : arh. Stănculescu Mircea
2. autor : arh. Vogel Iosif
   colaboratori : ing. Volovici Fr., arh. Volovici Ursula, ing. Anghelescu S., ing. Tărărescu A., ing. Zaharia A., tehn. Vogel Minina
3. autor : arh. Ghiţescu Alexandru
   colaboratori : ing. Dumitrescu Florea
4. autor : arh. Volovici Ursula
   colaboratori : ing. Şerban Emil

Lucrările prezentate la concurs, potrivit regulamentului, vor fi expuse public la Institutul de proiectare a construcţiilor tip, str. Dionisie Lupu nr. 23.

Proiectele cărora le-au fost acordate premii şi menţiuni vor fi puse la dispoziţia Institutului de studii şi proiectări agricole în calitate de principal proiectant în domeniul construcţiilor agrozootehnice, unde vor putea fi consultate de cei interesaţi.

OKSZ * ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT * 1883

O UTILIZARE RAȚIONALĂ PE TOATE
ȘANTIERELE DE CONSTRUCȚII

Autostrăzi
Drumuri
Îmbunătățiri funciare
Construcții industriale
Căi ferate
Canalizări
Agricultură și economie forestieră

Grederul SHM 4 E
produs de VEB Industriewerk Halle-Nord
întreținere ușoară
cabină pentru zone tropicale și subtropicale
motor Diesel de 120 CP, răcire cu aer
se furnizează cu piese de rezervă

Exportator :
Deutscher Iunen und Aussenbandel
108 Berlin, Mohrenstrasse 61
Republica Democrată Germană

Informații :
Ambasada Republicii Democrate Germane în
Republica Socialistă România
Secțiunea comercială
Calea Dorobanților 14, București
telefon : 11.39.97

MASCHINEN•EXPORT

COMITETUL DE STAT PENTRU CONSTRUCŢII
ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

CONCURS PUBLIC IN PROIECTARE

Comitetul de Stat pentru Construcţii Arhitectură şi Sistematizare organizează un concurs în proiectare cu participare nelimitată cu tema „Gruparea de dotări social-culturale şi deservire în cartierul Tătăraşi — Iaşi“.

Vor fi acordate următoarele premii şi menţiuni :

— premiul I în valoare de	20 000 lei
— 2 premii II în valoare de cîte	15 000 lei
— 2 premii III în valoare de cîte	10 000 lei
— 3 menţiuni în valoare de cîte	5 000 lei

Proiectele vor fi depuse pînă la 31 XII 1966, orele 12 la CSCAS.

Tema-program poate fi ridicată de la CSCAS, Uniunea arhitecţilor, ISCAS, IPCT, IPB şi de la DSAPC.

FABRICA DE PRODUSE REFRACTARE
DEJ
STR. 1 MAI NR. 134
TELEFON 31 — 32,
REGIUNEA CLUJ

LIVREAZĂ PROMPT

PE BAZĂ DE REPARTIŢIE:

- CARAMIZI REFRACTARE MEGNEZITICE PE BAZA DE PERICLAZ NID — 429-62, UTILIZATE LA CAPTUŞIREA :

● cubilourilor
● cuptoarelor Siemens Martin
● cuptoarelor de topit sticlă

- CARAMIZI MAGNEZITO-CROMITICE NID 430-62, UTILIZATE LA CAPTUŞIREA :

● cuptoarelor rotative din industria cimentului
● cubilourilor
● cuptoarelor Siemens Martin
● instalaţii termotehnice cu un regim de temperatură foarte înalt.

FĂRĂ REPARTIŢIE:

- TRASSGELL PULBERE FINĂ DIN BENTONITĂ ŞI SODĂ CALCINATĂ, UTILIZAT ÎN INDUSTRIA PETROLIERĂ

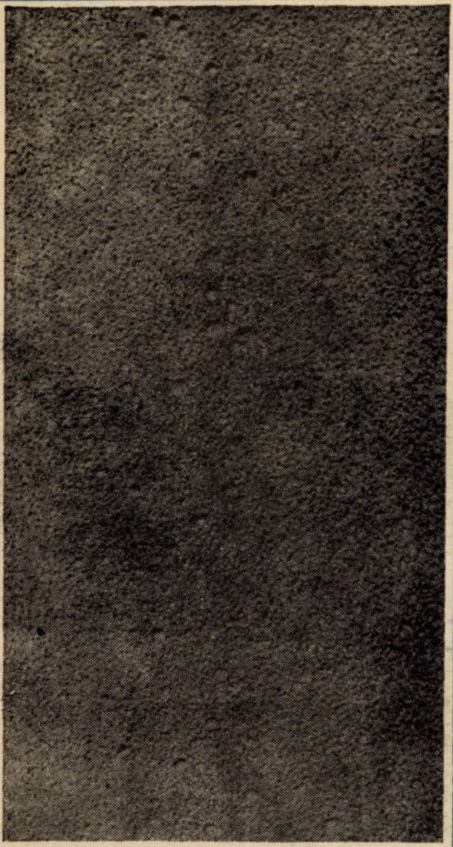
BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT

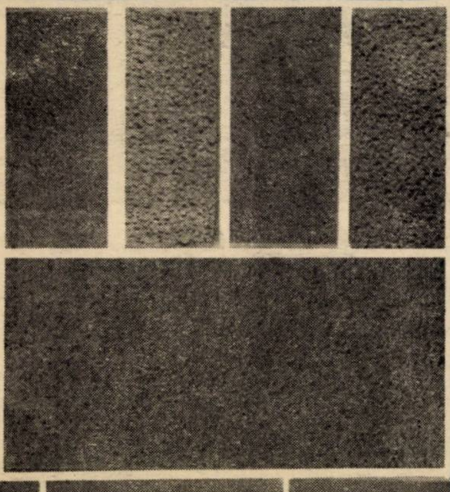
M. I. C. — DIRECȚIA GENERALĂ A PREFABRICATELOR

INTREPRINDEREA DE PREFABRICATE DIN
BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT

DOICEŞTI — Reg. Ploieşti — telefon 18

.PRODUCE ŞI LIVREAZĂ PE BAZĂ DE REPARTIȚ





– PLĂCI TERMOIZOLANTE DIN BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT (SORT 0,5 t/m³)

■ **Dimensiuni :**
498 × 240 × 63 mm
498 × 240 × 83 mm
498 × 240 × 100 mm
498 × 240 × 120 mm

1967 APR – 6

– PANOURI MARI SLAB ARMATE DIN BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT (SORT 0,7 t/m³)

■ **Dimensiuni :**
5890 × 1200 – 1360 × 240 mm

– BLOCURI MICI DE ZIDARIE DIN BETON AUTOCLAVIZAT (SORT 0,7 t/m³)

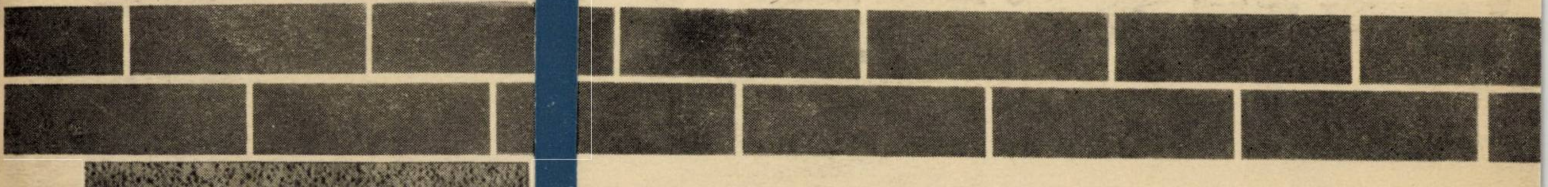
■ **Dimensiuni :**
498 × 193 × 240 mm

La cerere se pot produce și alte sortimente în baza acordului dintre furnizor și beneficiar.

Datorită proprietăților sale remarcabile :

- greutate redusă
- prelucrare ușoară
- rezistență bună la compresiune
- rezistență la îngheț-dezgheț
- rezistență termică și fonică foarte bună
- eficiență economică

Betonul celular autoclavizat este folosit la executarea pereților exteriori și interiori, portanți și neportanți, la izolarea termică a panourilor de perete cu trei straturi, a teraselor și acoperişurilor, a planșeelor ce separă spațiile încălzite de cele reci, la clădirile de locuit, social-culturale, industriale și agrozootehnice.



1966 9·10

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

EFERAL

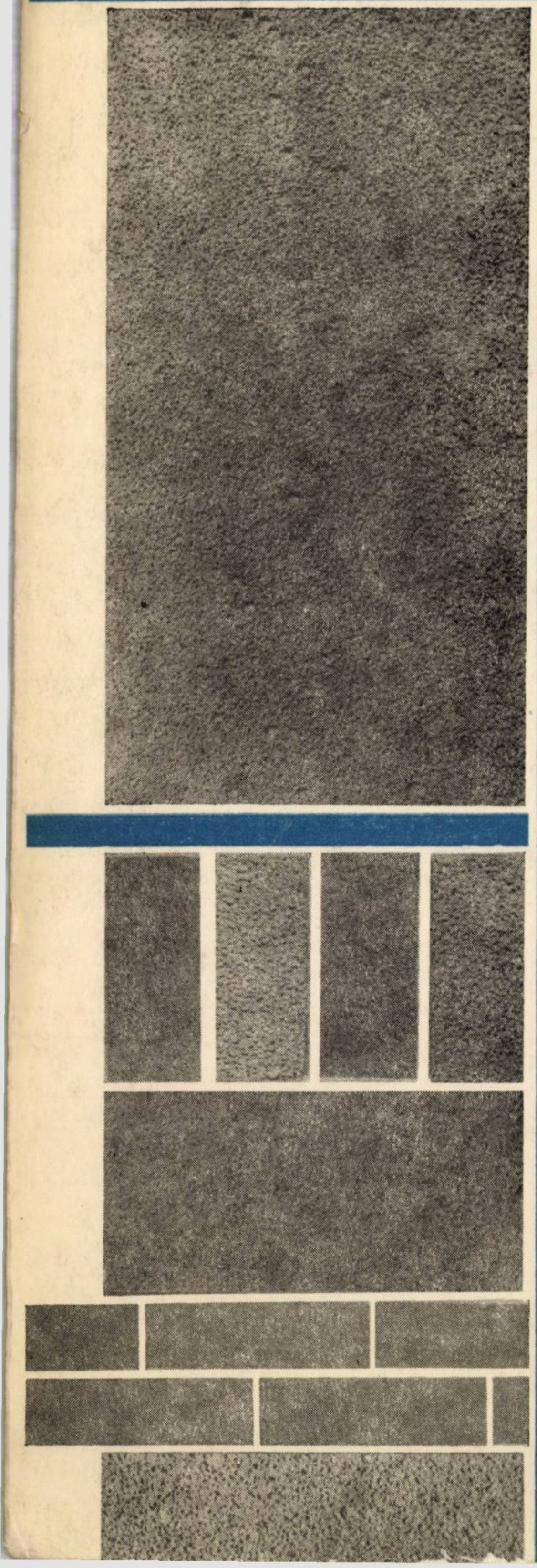
M. I. C. — DIRECȚIA GENERALĂ A PREFABRICATELOR

BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT

INTREPRINDEREA DE PREFABRICATE DIN
BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT

DOICEŞTI — Reg. Ploieşti — telefon 18

PRODUCE ŞI LIVREAZĂ PE BAZĂ DE REPARTIT



– PLĂCI TERMOIZOLANTE DIN BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT (SORT 0,5 t/m^3)

■ Dimensiuni :
498 × 240 × 63 mm
498 × 240 × 83 mm
498 × 240 × 100 mm
498 × 240 × 120 mm

– PANOURI MARI SLAB ARMATE DIN BETON CELULAR AUTOCLAVIZAT (SORT 0,7 t/m^3)

■ Dimensiuni :
5890 × 1200 – 1360 × 240 mm

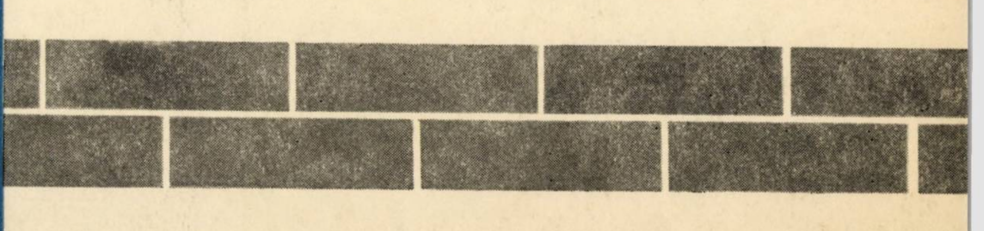
– BLOCURI MICI DE ZIDARIE DIN BETON AUTOCLAVIZAT (SORT 0,7 t/m^3)

■ Dimensiuni :
498 × 193 × 240 mm

La cerere se pot produce şi alte sortimente în baza acordului dintre furnizor şi beneficiar.

Datorită proprietăților sale remarcabile :
- greutate redusă
- prelucrare uşoară
- rezistență bună la compresiune
- rezistență la îngheț-dezgheț
- rezistență termică şi fonică foarte bună
- eficiență economică

Betonul celular autoclavizat este folosit la executarea pereților exteriori şi interiori, portanți şi neportanți, la izolarea termică a panourilor de perete cu trei straturi, a teraselor şi acoperişurilor, a planşeelor ce separă spațiile încălzite de cele reci, la clădirile de locuit, social-culturale, industriale şi agrozootehnice.



E 1688

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Revista construcțiilor și a materialelor le construcții

GAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
ONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

9-10

1966

VOLUMUL 19, Nr. 9—10
SEPTEMBRIE—OCTOMBRIE 1966

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Matescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

M. SOARE

Plăci curbe subțiri prefabricate pentru acoperirea halelor de mare deschidere. Stadiul actual al problemei 449

GH. NEAGU

O soluție nouă de realizare a planșeelor în flux cu pereții la construcțiile cu mai multe niveluri. Contribuție la executarea construcțiilor în cofraje glisante 457

I. NEACȘU, V. MUNTEANU

Magazia frigorifică din portul Constanța . . 460

M. PERJESCU, C. RUȘCĂ

Metodă simplificată de calcul pentru hale industriale avînd stîlpi din beton armat cu goluri mari 469

M. PĂTULEA, S. LAZĂR

Unele aspecte ale introducerii aplicării metodei drumului critic la planificarea și urmărirea lucrărilor de execuție din cadrul M.C.I.C.R. 478

L. ANTOHI

Contribuții la îmbunătățirea bateriilor de încălzire pentru funcționare cu apă caldă sau fierbinte (supraîncălzită) 484

ȘT. MIHĂILESCU

Calculul puterii necesare amestecării la turbomalaxoarele utilizate la prepararea betoanelor 490

STUDII ȘI CERCETĂRI

C. N. AVRAM, I. DEUTSCH, R. CRIȘAN, L. SELEȘ

Considerații asupra ruperii elementelor prismatice de beton armat, alcătuite cu bare longitudinale și etrieri, solicitate la torsiune pură 492

M. BĂCANU

Introducerea betoanelor de granulit la prefabricarea clădirilor de locuit 498

N. I. VOINA, P. VELICA, E. SCHILLER

Unele probleme privind betoanele cu polimeri 506

N. MIHAIL

O metodă pentru evaluarea aptitudinii betoanelor la tratarea termică 512

E. WEISZFEILER

Despre scăderea rezistenței de marcă a betonunului datorită tratamentului termic . . 516

D. VASILIU

Betoane cu granulometrie discontinuă . . . 519

M. WEISSENBERG

Date experimentale în legătură cu aderența dintre beton și armătură la execuția în cofraje glisante 523

ELISABETA PĂUNEL, E. FLOREA, C. ONU, L. GROLL

Observații de laborator privind îndepărtarea igrasiei din construcții aplicînd principiul electrodrenării 530

ELISABETA PĂUNEL, CORNELIA CIOBANU, GH. TACU, N. MATEESCU

Procedeul electric în procesul de uscare din industria ceramicii 532

C. POPESCU, N. THEODORESCU, N. DOGEANU

Omogenizarea făinii în procedeul uscat de fabricație a cimentului 536

M. V. CERCHEZ, I. S. COMĂNESCU

Introducerea wollastonitului în masele ceramice. Principalele caracteristici și aplicații tehnologice în industria materialelor de construcții 544

C. GURGUI

Contribuții la realizarea finisării superioare a construcțiilor 550

M. DUMITRESCU

Sticla profilată și utilizarea ei 552

GH. VASILIEV

Variația unor parametri caracteristici ai cuptoarelor rotative în raport cu mărirea dimensiunilor lor 556

CRONICA

DOCUMENTARE

43 405

Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții, organ al Comitetului de Stat pentru Construcții, Arhitectură și Sistematizare — Redacția, administrația și casieria : București, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacția 13.98.80 ; administrația 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacției. Instituțiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.74 Direcția Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacția Publicațiilor „Revista Construcțiilor și a Materialelor de Construcții“ și „Arhitectura“

Prețul unui exemplar lei 8

Texte poștale plătite în cont avans conform aprobării D.G.P. nr. 10/8020 din 20 XII 1966.

SUMMARY

M. SOARE : Thin, curved prefabricated roofing plates for large-span industrial halls.

The first part of the article considers the requirements imposed on an efficient roof structure for industrial halls and buildings with a large span, while the second part discusses the experience gained in this field both abroad and in Romania.

The conclusions to be drawn from the study are as follows :

– Efforts are being made both abroad and in Romania aiming at introducing roofings in reinforced concrete thin curved plates, produced as processed prefabricated elements.

– Surfaces should be simple in shape to allow for an efficient typification.

– Elements most suitable for typification and processing are the 3 × 3 ones.

– Joining and erection operations involve large costs of material and manpower.

– Concrete and reinforcement steel outlays are lower than in liniar structure solutions, yet when the production process is industrialized these factors are not any more the main indexes for assessing the efficiency of the solution chosen

– The drawback of the procedure is that it involves a great number of prefabricated parts.

GH. NEAGU : Contributions to the problem of usingsliding casings in buildingc. A new solution for laying out floors and walls in a continuous flow of operations, in multi-storey structures.

The article describes a new solution for laying out floors in residential buildings erected by means sliding casings ; this solution was carried into actual practice for the first time in Romania by the 5-th Construction Trust in Braşov, when they built up two residential blocks. It consists namely in stopping the sliding and casting the walls at each level, then casting the corresponding floor through a fixed casing an finally resuming the casting operations for the walls.

I. NEACŞU and V. MUNTEANU : Refrigerating store-house in the port of Constantza.

Some design and executional aspects are presented, concerning the refrigerating store-house built in the port of Constantza's on an existing basement.

This work involved finding workable solutions to some troublesome problems raised by the need of realizing the required space and plastics for a building situated on the traveller' swharf of the harbour station and that was meant to match the other new buildings erected in the town of Constantza

M. PERJESCU and C. RUŞCĂ : A simplified method for calculating industrial halls having reinforced concrete pillars with large openings.

The article presents a simplified method of calculating one-storeyindustrial halls in prefabricated reinforced concrete elements having pillars with large openings.

Elastic reactions that take place in the upper end of the pillars forming the frame are determined by applying the deformation method, simplified by the authors.

In conclusion, an example of calculation is shown to illustrate the way of organizing and systemizing the computing operations.

M. PĂTULEA and S. LAZĂR : Some aspects of the introduction of the critical-path method in planning and follow-up activities carried out on the executional works undertaken by the Ministry of Constructions for the Chemical Industry and Refineries

The article includes a short presentation of the general characteristic features of works undertaken for the Ministry of the Chemical Industry describes the actual applications carried out and puts forward conclusions that may be drawn as a result of the experiments carried out

For each of the applications put into actual practice, the characteristic features of the activities involved and of the graphs devised, the value of the respective activities, their number, the degree of refinement, the methods of calculation applied and the following-up procedure are described.

The article then shows the problems which had to be faced and the findings yielded by the first applications.

In conclusion, a number of conclusions are drawn and some technical and economical steps are suggested.

L. ANTOHI, : Contributions to the improvement of performances by hot and super-heated water heating systems.

The article analyses the possibility of improving the heat transfer from the hot water to the heat-exchanger system walls and the degree, if any the overall heat transfer is affected by this improvement.

To demonstratethe existing possibilities, the author starts from criterial relations and analyses how much the existing heating water-systems presently produced by ICMA lend themselves to the improvements aimed at.

In the final part, the stage of progress made with a new type of heating system under tests , which is expected to yield higher results than those achieved with the existing ones, is shown.

ST. MIHĂILESCU : Calculating the necessary mixing power in turbomixers used in concrete preparation.

The author shows that there is a close correlation between the ratio of cement in the concrete produced and the power consumption of the mixing members and establishes a mathematical formula relating these two parameters. Evidently, the power consumed in the mixing operation also varies with the receipe used (cement, ingredients, water and possible additions).

The particular values given by the author take into account not only the amount of the cement but also that of the water, for among the various results obtained for a certain given dose of cement – while the factor w/c varies – the most adverse conditions were chosen.

C. N. AVRAM, I. DEUTSCH, R. CRIŞAN and L. SELEŞ : Some thoughts on the rupture of prismatic reinforced concrete elements consisting of longitudinal bars and stirrups submitted to pure torsional stresses.

The article includes the results of a theoretic and experimental study carried out on straight, prismatic reinforced concrete elements having longitudinal steel bars for reinforced concrete and stirrups and submitted to pure torsional stresses.

On the grounds of theoretic considerations and based also on the test results obtained for the experimental beams, the authors devised a relation for calculating the value of the torsional momentum at rupture, the mark of the concrete being also taken into consideration.

M. BĂCANU : Introduction of granulite concrete in the production of prefabricated residential structures.

The author presents the research work carried out at INCERC with the aim to obtain large wall panels and floor panels in granulite reinforced concrete.

N. I. VOINA, P. VELICA, E. SCHILLER : Some problems concerning concretes with polymers.

Five compositions of concretes made of cement with polyvinyl acetate additions are studied. The main physical and mechanical characteristics are established, such as mechanical strength, contractions, duration load strain etc. as functions of the cement — aggregate — polyvinyl acetate ratio.

On the basis of the results obtained, practical recipes are proposed, depending on the conditions prevailing in the respective field of application.

The authors also compare the way the hardening medium (air, water, weathering chamber, infra-red rays irradiation) affects the characteristics, with particular stress being laid on the infra-red rays treatment as an efficient means to increase the quality of such concretes.

N. MIHAIL : A new method for assessing the capabilities of concretes when submitted to thermal treatments.

Some theoretic considerations are put forward about cement and concrete hardening at temperatures ranging between 600 and 1 000°C and a new method is presented for the quick evaluation of concrete capabilities when submitted to thermal treatments.

E. WEISZFEILER : On the decrease of concrete mark resistance subsequent to thermal treatments.

Concrete thermal treatment is particularly important in the industry of prefabricated elements as it speeds up the hardening process in the period following immediatly after the casting operation, which plays a determinant part in dimensioning the technological cycles and hence the factory production figure.

Presently, in the Romanian prefabricated elements industry there were achievedfor concrete, within 6 to 12 hours subsequent to casting operations, resistances equal in values to about 60—70 percent of the mark quality, making thus possible the quick striking and shipping of the prefabricated product.

However the concrete thus hardened has the drawback of a lower compression strength, 28 days subsequent to casting.

With the aim of determining this decrease in resistance the author submits to a statistical treatment the results obtained on the test pieces drawn from the prefabricated elements obtained by four different technologies in the course of the year 1965 at I.P.E.C. — Braşov; the value looked for thus determined, the author draws some conclusions on the conditions which affect it.

D. VASILIU : Concretes with a discontinuous granulosity.

The article presents the constitutive structure principles of discontinuous, grading concretes and also suggests a criterion enabling a comparation between various gradings to be made. The maximal values of the discontinuities for river, stonequarries and crushed aggregates are also shown.

Correctly prepared concretes with discontinuous granulosity are compact, easy-workable and of a high mechanical strength.

The cement dose is lower than for similar concretes with a continuous grading.

M. WEISSENBERG : Experimental data on the adhesion force between concrete and reinforcements in the case of sliding casing procedure.

As a result of the collaboration work between INCERC and some technical staff of the DGCM—SPC, a number of experiments were carried out during the course of the year 1965; the experiments were performed at a construction and erection yard and were mainly concerned with the executional technology for concretes cast in sliding casings.

Tests were carried out for determining the effects entailed by the casing displacement and by the way concrete was compressed on the adhesions found between the concrete and the reinforcing elements.

It is shown that the sliding casing procedure generally leads to a lower power for the adhesion force between concrete and the reinforcing elements. It was not possible however to establish a percentual value for the decrease of the adhesion force, as the latter is strongly affected by a number of other various parameters.

E. PĂUNEL, E. FLOREA, C. ONU and L. GROLL : Laboratory observations on the possibilities of removing wall dampness in buildings by applying the electro-drainage principle.

The authors present the observations made and results obtained in the laboratory for building materials at the Polytechnic Institute (Jassy) by following on a model brickwork structure the electro-osmotic procedure at work.

E. PĂUNEL, C. CIOBANU, GH. TACU and N. MATEESCU : Electric drying in the ceramic industry.

A program of laboratory tests was carried out by the authors with the aim of obtaining sufficient informations for deciding whether the electric procedure of drying could be applied in ceramic factories; the program carried out enabled some observations to be made on the behaviour of the moulded clay mass and on the changing of its properties when submitted to the influence of an electric current.

C. POPESCU, N. THEODORESCU, N. DOGEANU; Powder homogenizing in dry cement production.

Difficulties that had to the be overcome for obtaining a high level of homogenizing with the dry method of cement production have been one of the main causes that hindered its expansion.

The authors make a review of the principal plants used to this purpose, with the stress laid on thouse using pneumatic stirring, as they are capable df giving a homogenizing level comparable with that obtained through wet fabrication.

Then they present the investigations carried out on the capabilities of some powders produced from indigenous raw materials to lend themselves to pneumatic homogenizing the conclusion reached beind that, for this stage of the technological process, and for the plants investigated, the adoption of the dry method of cement production rises no particular problems.

M. V. CERCHEZ and I.S. COMĂNESCU : Wollastonite introduction in ceramic masses. Main technological characteristics and applications in the building materials industry.

The article briefly describes the progress with the introduction of wolastonite in ceramic masses used in building materials industry, its characteristic features and also the most important fields of application, together with the corresponding technical and economical advantages.

C. GURGUI : Contributions to a high finish in constructions.

The article describes some procedures enabling on one hand to increase the aesthetic quality and the durability of some finishes and on the other hand to obtain a higher economic efficiency as compared to some conventional procedures.

The basic principle in realizing these finishes is the use, as a binding element, of white and coloured cement in some cases, or synthetic resins or even both binders, in others. The procedures described are also based on the use of marble rock aggregates and sands, diffused either in the wear layers of therespective parts or in their whole mass.

M. DUMITRESCU : The profilated glass and its uses.

The article is destined mainly to research-workers, designers and builders and deals with a new glass product, already considered in many countries as a revolutionary material in constructions; it is known under the trade name of ,,profilite" and has recently been put into actual production at the Glass Factory of Scăeni.

GH. VASILIEV : The change of some characteristic parameters of rotary furnaces with their size.

The author uses the statistical approach in his effort to find a correlation between the production capacity and the size of rotary furnaces. He takes this opportunity to make a number of suggestions which may be useful in choosing urnance optimal capacity for clinker-brick production.

SOMMAIRE

M. SOARE : Dalles de couverture courbes et minces, en préfabriqués, pour le recouvrement des halles à large ouverture.

Dans la première partie de l'article, l'auteur examine les conditions que doivent remplir les structures efficaces des toitures destinées aux halles industrielles et constructions à large ouverture, tandis que dans la deuxième partie il s'occupe de l'expérience obtenue dans ce domaine en Roumanie et à l'étranger.

Les conclusions pouvant être dégagées de l'étude sont les suivantes :

— Des efforts sont poursuivis, à l'étranger et en Roumanie, pour la mise en oeuvre des toitures en forme de dalles de couverture, minces et courbes, en béton armé ,constituées de préfabriqués usinés.

— Les surfaces doivent avoir une forme simple, afin de permettre une typisation efficiente.

— Les éléments se prêtant le mieux à la typisation et à l'usinage sont ceux de 3×3 m.

— Les joints et le montage requièrent une importante consommation de matériaux et de main-d'oeuvre.

— La consommartion en béton et acier pour béton plus réduite que dans le cas des solutions linéaires, mais si le processus d'exécution est industrialisé elles ne représentent plus les critères principaux suivant lesquels on peut apprécier l'efficacité d'une solution.

— Le désavantage du système consiste dans le grand nombre de préfabriqués requis.

GH. NEAGU : Contributions au problème de l'exécution de constructions en coffrages glissants. Une nouvelle solution pour couler les planchers en flux continu avec les parois, dans les constructions à plusieurs niveaux.

L'auteur présente une nouvelle manière de réaliser les planchers dans les immeubles d'habitation construits par coffrages glissants, procédé mis en oeuvre pour la première fois en Roumanie à l'occasion de la construction de deux unités

d'habitation, entreprise par le Trust de Constructions No. 5 de Brașov. La solution consiste notamment dans l'arrêt du glissement, coulage des parois à chaque niveau et coulage du plancher respectif sur coffrage fixe, suivi par la reprise du coulage des parois.

I. NEACȘU et V. MUNTEANU : Dépot frigorifique dans le port de Constantza.

Les auteurs présentent certains aspects offerts par la conception et l'exécution du dépôt frigorifique du port de Constantza, dépôt construit sur un sous-sol existant.

Le travail a nécessité la résolution de certains problèmes particulièrement délicats, notamment pour réaliser les espaces requis, ainsi que la plastique nécessaire à une construction implantée sur le quai des voyageurs de la gare maritime et qui soit en harmonie avec les nouvelles constructions qui s'élèvent dans la ville de Constantza.

M. PERJESCO et C. RUȘCĂ : Méthode simplifiée pour le calcul des halles industrielles à piliers en béton armé à jours importants.

Les auteurs présentent le calcul simplifié des halles industrielles à un seul niveau, à éléments en béton armé préfabriqué, dont les piliers ont des jours importants.

Les réactions élastiques qui ont lieu dans le bout supérieur des piliers formant le cadre sont établies par la méthode des déformations, simplifiée par les auteurs.

En conclusion, un exemple de calcul est présenté, servant à illustrer la manière dont le calcul est organisé et systématisé.

M. PĂTULEA et S. LAZĂR : Certains aspects de l'application de la méthode de la voie critique ,lors de la planification et de la tenue à jour de la marche des travaux d'exécution, au sein du Ministère des Constructions pour l'industrie chimique et raffineries

Les auteurs font une présentation succinte des caractéristiques générales des travaux entrepris pour le Ministère de l'Industrie Chimique; ils en décrivent les résultats obtenues et font quelques constatations, telles qu'elles sont ressorties à la suite des expériences entreprises.

Pour chaque application on indique les caractéristiques des travaux et des diagrammes élaborés, la valeur des travaux, le nombre des activités, le degré de spécification, les méthodes de calcul employées et le mode de tenir à jour le progrès des travaux.

On indique également les problèmes soulevés et l'on fait part des conclusions tirées des premières applications. Les auteurs tirent quelques conclusions et proposent certaines mesures d'ordre technique et économique.

L. ANTOHI, : Contributions à l'amélioration des batteries de chauffage à eau chaude ou surchauffée.

L'auteur analyse les possibilités d'améliorer le transfert de chaleur depuis l'eau chaude aux parois de la batterie, ainsi que la mesure dans laquelle cette amélioration affecte la transmission de chaleur globale.

Afin de démontrer les possibilités d'application, l'auteur prend comme point de départ les relations critériales et analyse la mesure dans laquelle les batteries que l'ICMA fabrique actuellement sont susceptibles d'améliorations.

Finalement, on montre également l'état d'avancement dans lequel se trouvent les essais entrepris sur un nouveau type de batterie dont on attend des résultats meilleurs que ceux fournis par celles en exploitation actuellement.

ST. MIHĂILESCO : Calcul de la puissance nécessaire à l'opération de mélange qui a lieu dans les turbo-malaxeurs utilisés pour la préparation des bétons.

L'auteur montre qu'il y a une étroite correlation entre le dosage en ciment du béton préparé, d'une part, et la puissance dépensée par les organes malaxeurs d'autre part, en établissant même une formule mathématique reliant ces deux paramètres. La puissance dépensée pour la mixtion dépend, évidemment, aussi de la recette employée (ciment, agrégats, eau, éventuelles additions).

Les valeurs particulières fournies par l'auteur tiennent compte, en fait, non seulement de la quantité de ciment mais encore de la quantité d'eau, car parmi les différents resultats obtenus pour un certain dosage du ciment et pour un facteur e/c variable, on a choisi les valeurs les moins favorables.

C. N. AVRAM, I. DEUTSCH, R. CRIȘAN et L. SELEȘ : Considérations sur la rupture des éléments prismatiques en béton armé, renforcés de barres longitudinales et étriers soumis à la sollicitation de torsion pure.

Les auteurs reproduisent les résultats d'une étude théorique et expérimentale entreprise sur les éléments prismatiques droits en béton armé, pourvus de barres longitudinales en acier pour béton et étriers, sollicités à la torsion pure.

Les considérations théoriques et les résultats des essais entrepris sur les poutres expérimentales ont permis d'élaborer une relation de calcul permettant d'établir la valeur du moment de torsion à la rupture, compte tenu de la marque du béton.

M. BĂCANU : Introduction des bétons en granulite dans la préfabrication des immeubles d'habitation.

L'auteur présente les recherches entreprises à l'INCERC pour réaliser les grands panneaux pour murs et les dalles de plancher, en béton de granulite armé.

N. I. VOINA, P. VELICA, E. SCHILLER : Quelques problèmes des bétons à polymères.

Cinq compositions de bétons en ciment à additions d'acétate de polyvinyle sont étudiées. On établi les principales caractéristiques physico-mécaniques, telles que résistances mécaniques, retraits, déformations sous charge de durée etc., en fonction des rapports ciment-agrégat-acétate de polyvinyle.

Les résultats obtenus sont pris à l'appui pour proposer des recettes pour la pratique, suivant les conditions qui prévalent dans le domaines d'utilisation correspondants.

On montre en même temps, de façon comparative, l'influence du milieu de durcissement (air, eau, chambre de climatisation, irradiation à rayons infrarouges) sur les propriétés et on insiste tout particulièrement sur le traitement à rayons infrarouges, comme moyen efficace servant à améliorer la qualité des bétons en question.

N. MIHAIL : Méthode pour évaluer l'aptitude au traitement thermique des bétons.

L'auteur avance quelques considérations d'ordre théorique sur le durcissement du béton à des températures comprises entre 600 et 1 000 °C et propose une méthodes rapide pour évaluer l'aptitude au traitement thermique des bétons.

E. WEISZFEILER : Sur la baisse de la résistance de marque du béton comme suite du traitement thermique.

Le traitement thermique du béton revêt une importance particulière dans l'industrie des préfabriqués car il permet d'accélérer le processus de durcissement dans la période qui suit immédiatement après le coulage, ce qui constitue un facteur déterminant dans l'établissement des dimensions des cycles technologiques et, partant, du volume de production dans les fabriques.

Dans l'industrie roumaine des préfabriqués, 6 à 12 heures après le coulage, on obtient pour le béton des résistance égales à 60...70% de la marque, ce qui rend possible le décoffrage et la livraison immédiate des produits préfabriqués. Le béton ainsi durci a cependant le désavantage de présenter une résistance inférieure à la compression, après 28 jours depuis le coulage.

Pour connaitre la valeur de cette baisse de résistance, l'auteur traite statistiquement les résultats obtenus sur les épreuves-témoin pour quatre technologies de préfabrication, au cours de l'année 1965 à l'I.P.E.C.-Brașov ; il détermine cette valeur et avance quelques conclusions sur les conditions qui l'affectent.

D. VASILIU : Bétons à granulosité discontinue.

Sont présentés les principes de constitution des bétons à granulométrie discontinue, ainsi qu'un critère de comparaison entre les différentes granulométries. Sont indiquées les valeurs maximales des discontinuités pour les agrégats de rivière et de carrière, ainsi que pour ceux concassés.

Les bétons à granulométrie discontinue correctement constitués sont compacts, facilement traitables et ont des résistances mécaniques élevées.

Le dosage du ciment est plus réduit que pour les bétons similaires, mais à granulométrie continue.

M. WEISSENBERG : Données expérimentales sur l'adhérence entre le béton et l'armature dans l'exécution à coffrages glissants.

Plusieurs expérimentations ont été poursuivies par l'INCERC en collaboration avec les organes de la DGCM – SPC, au cours de l'année 1965, sur un chantier de constructions et montages, dans le but de déterminer les propriétés et la technologie d'exécution des bétons coulés en coffrages glissants.

Des recherches ont été entreprises pour déterminer les effets du déplacement du coffrage ainsi que ceux de la compression du béton sur l'adhérence entre ce dernier et l'armature.

Les conclusions montrent que l'exécution en coffrages glissants conduit généralement à la réduction de l'adhérence entre le béton et l'armature. Il n'est pas possible d'établir une valeur en pourcentages pour la baisse de l'adhérence, celle-ci étant puissament affectée par un nombre d'autres paramètres.

E. PĂUNEL, E. FLOREA, C. ONU et L. GROLL : Remarques faites en laboratoire sur la lutte contre l'humidité des parois en appliquant le principe de l'electro-drainage.

Sont présentés les observations et résultats obtenus aux Laboratoires pour matériaux de construction de l'Institut Polytechnique de Jassy, en suivant sur une maquette travaillée en maçonnerie en briques les effets de l'application du procédé électro-osmotique.

E. PĂUNEL, C. CIOBANU GH. TACU et N. MATEESCO : Le procédé électrique appliqué au processus du séchage dans l'industrie de la céramique.

Afin de pouvoir établir si le procédé électrique pourrait être appliqué au séchage dans les fabriques de céramique, les auteurs ont procédé à un nombre d'expériences de laboratoire qui ont permis d'observer le comportement et les modi fications dans les propriétés de la masse d'argile façonnée lorsqu'elle subit l'influence du courant électrique.

C. POPESCO, N. TEODORESCO, N. DOGEANU : Homogénéisation de la farine dans le procédé de fabrication à sec du ciment.

Les difficultés recontrées dans les efforts faits pour réaliser un haut degré d'homogénéité avec le procédé de fabrication à sec du ciment ont sonstitue une des causes principales ayant freiné l'extension du procédé en question.

Les auteurs passent en revue les principales installations utilisées, en insistant sur celles où l'agitation est réalisée par un systéme pneumatique, ce qui permet d'obtenir une homogénéisation comparable ä celle réalisée par le procédé humide de fabrication.

Ils présentent ensuite les recherches entreprises sur l'aptitde qu'ont les farines produites ä partir de certaines matiéres premières indigènes de se prêter à l'homogénéisation pneumatique, avec cette conclusion notamment que l'adoptation des installations existentes dans les fabriques où les recherches ont été conduites, pour y introduire le procédé de fabrication à sec, ne présente pas de difficultés particulières,

M. V. CERCHEZ et I. S. COMĂNESCO : Introduction du wollastonite dan les masses céramiques. Principales caractéristiques et applications technologiques dans l'industrie des matériaux de construction.

Les auteurs font le point sur l'introduction du wollastonite dans les masses céramiques employées dans l'industrie des matériaux de construction ; ils révèlent les caractéristiques du matériau, les domaines les plus importants où il est utilisé, ainsi que ses avantages techniques et économiques.

C. GURGUI : Contributions au fini supérieur des constructions.

L'auteur décrit quelques procédés qui permettent d'obtenir l'accroissement, d'une part de la qualité esthétique et de durabilité de certains finis, et d'autre part de l'efficience économique de ceux-ci, en comparaison avec certains procédés courants.

Ces procédés sont basés sur le principe de la préfabrication en employant comme liant, en certains cas, le ciment blanc et celui colorié, en d'autre cas, des résines synthétiques en composition ou bien les deux liants mêmes. Ces procédés sont également basés sur l'emploi des agglomérés et des sables provenus de roches marmoréennes et disposés soit dans les couches d'usure des pièces respectives seulement, soit dans leur masse entière.

M. DUMITRESCO : Le verre profilé et son utilisation.

Les chercheurs, les dessinateurs d'études et les constructeurs sont mis au courant avec un nouveau produit en verre qui est déja considéré en plusieurs pays comme un matèriau de construction rèvolutionnaire; il s'agit du produit connu sous la désignation de „profilite", dont la fabrication fait déja partie du programme de production de la Fabrique de verre de Scăieni.

GH. VASILIEV; Variation de certains paramètres caractèristiques des fours tournants suivant l'importance de leurs dimensions.

En se servant des données statistiques, l'auteur cherche une corrélation entre la capacité de production et la dimension des fours tournants.

A cette occasion ,il avance un nombre de considérations pouvant se révéler utiles dans le choix de la capacité optimale des fours employés à la production des briques hollandaises.

INHALT

M. SOARE : Vorgefertigte gekrümmte Schalen für die Überdachung von weitgespannten Industriehallen

Im ersten Teil dieses Artikels werden diejenigen Bedingungen untersucht die eine wirksame Dachkonstruktion für weitgespannte Bauten oder Industriehallen erfüllen soll während im zweiten Teil die Erfahrung vorgeführt wird die auf diesem Gebiete sowohl hierzulande wie auch im Auslande gewonnen wurde.

Die Schlussfolgerungen die aus dieser Untersuchung gezogen wurden :

— Sowohl hierzulande wie auch im Auslande ist man bestrebt Dachkonstruktionen aus Stahlbeton hergestellt, als gekrümmte Schalen gestaltet und aus im Werk gefertigten Fertigteilen bestehend einzuführen.

— Die Schalen sollten so einfach wie möglich gestaltet sein um eine wirksame Typisierung zu gewährleisten.

— Die 3 × 3 m Fertigteilen entsprechen am besten der Typisierung und der Herstellung im Werk.

— Verbindungs- und Montagearbeiten bedeuten einen hohen Verbrauch an Baustoffen und Arbeitskraft.

— Der Verbrauch an Beton und Stahl ist niederer als im Falle von geradlinigen Lösungen aber unter den Bedingungen der Industrialisierung bedeuten nicht mehr die oben angeführten Indikatoren die Hauptkriterien die der Beurteilung einer Lösung dienen sollen.

— Das Verfahren hat den Nachteil dass es eine grosse Anzahl von Fertigteilen benötigt.

GH. NEAGU : Einige Beiträge zum Gleitschalungsbau. Ein neues Verfahren für den Bau der Deckenplatten gemeinsam mit den Wandkostruktionen der Hochbauten

Im Artikel wird vorgeführt ein neues Verfahren für die Errichtung von Deckenplatten bei in Gleitschalungen gegossenen Wohnbauten; dieses Verfahren wurde erstmalig hierzulande angewandt bei zwei vom Bautruste No. 5 — Braşov gebauten Wohnblocks. Das Verfahren besteht darin dass man bei jedem einzelnen Stockwerk das Gleiten und Giessen der Wänden unterbricht; die Deckenplatte wird dann in eine fixe Schalung gegossen und man schreitet fort mit dem Bau der Wände.

I. NEACŞU und V. MUNTEANU : Kühllagerraum im Constanţa Hafen

Im Artikel werden vorgeführt einige Aspekte hinsichtlich der Planung und dem Bau eines Kühllagerraumes im Constanţa Hafen, nähmlich über einen bestehenden Kellerraum errichtet.

Das erforderte die Lösung einiger einzigartigen Fragen um die nötigen Räume zu erlangen und eine passende baukünstlerische Form zu finden für dieses am Kai des Seebahnhofs gelegenes Gebäude das mit den neuen Bauten der Stadt Constanţa im Einklang sein soll.

M. PERJESCU und C. RUŞCĂ : Ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung von Industriehallen die Stahlbetonsäulen mit Grosshohlräumen einschliessen

Die Verfasser führen vor ein vereinfachtes Verfahren zur Berechnung von eingeschössigen Industriehallen aus Stahlbetonfertigteilen gebaut und bei denen Stahlbetonsäulen mit Grosshohlräumen auftreten.

Die elastischen Auflagerreaktionen am oberen Ende der rahmenartigen Säulen werden bestimmt unter Anwendung des Verschiebungsverfahrens in einer von den Verfassern vereinfachten Form.

Im Abschluss wird ein Zahlenbeispiel angegeben um die Möglichkeiten den Berechnungsgang zu systematisieren und organisieren zu veranschaulichen.

M. PĂTULEA und S. LAZĂR : Einige Aspekte der Anwendung des „kritischen Weges" Verfahrens bei der Planung und dem Kontrollieren der Bauarbeiten im Rahmen des Bauministeriums für Chemische Industrie und Erdöl raffinerien.

Es werden in kurzem vorgeführt die Haupteigenartigkeiten der Bauarbeiten des Ministeriums der Chemischen Industrie, beschrieben die durchgeführten Anwendungen und erörtert die Schlussfolgerungen die aus den erlangten Ergebnissen gezogen werden können.

Für jede einzelne Anwendung werden die Bauarbeiten und die ausgearbeiteten Diagrammen beschrieben; weiterhin werden angegeben die Baukosten, aufgezählt die Bauarbeiten, beschrieben das Detaillierungsmass, erörtert die angewandten Berechnungsverfahren und die Kontrolle.

Weiterhin werden hervorgehoben die Fragen die aufgetreten sind und angegeben die Schlussfolgerungen die sich aus diesen ersten Anwendungen ergeben haben.

Im Abschluss werden einige Schlussfolgerungen gezogen und einige technisch-**organisatorische Massnahmen vorgeschlagen.**

L. ANTOHI: Einige Beiträge zur Verbesserung der Heizbatterien für Warm- oder Heisswasser (überhitztes Wasser)

Im Artikel werden untersucht die Möglichkeiten die Wärmeübergabe von heissem Wasser an die Batteriewandung zu verbessern und untersucht das Ausmass in welchem die allgemeine Wärmeübergabe durch diese Verbesserung beeinflusst wird.

Um die bestehenden Möglichkeiten zu veranschaulichen wählt der Verfasser als Ausgangspunkt die kriteriellen Beziehungen und untersucht hinterher in welchem Ausmasse die heutigen ICMA Batterien noch verbessert werden können.

Im Abschluss wird angegeben der heutige Stand der Forschungsarbeiten betreffend eine neuartige Batterietype von der man bessere Ergebnisse erwartet als von den heute verfügbaren.

ST. MIHĂILESCU: Berechnung des Kraftaufwandes in den Turbobetonmischern der Betonmischanlagen

Der Artikel zeigt dass eine enge Beziehung zwischen dem Zementgehalt des Betons und dem Kraftaufwand der Mischanlage besteht; eine mathematische Formel wird abgeleitet um die Beziehung zwischen diesen beiden Parametern auszusprechen. Offenbar hängt der Kraftaufwand der Mischanlage auch von der Zusammensetzung des Betons ab (Zementgehalt, Zuschlagstoffe, Wassermenge, etwaige Zusatzstoffe).

Die vom Verfasser angegebenen einzelnen Werte berücksichtigen nicht nur den Zementgehalt sondern auch die Wassermenge; für ein und den selben Zementgehalt aber verschiedenen W/Z – Werten werden aus den erlangten Ergebnissen die ungünstigsten Werte gewählt.

C. N. AVRAM, I. DEUTSCH, R. CRIŞAN und L. SELEŞ: Einige Betrachtungen betreffend den Bruch von prismatischen Betonteilen mit Längsstäben und Bügeln armiert und von reiner Torsion beansprucht

Im Artikel werden vorgeführt die Ergebnisse einer theoretisch-experimentellen Untersuchung von gradliniegen prismatischen Stahlbetonteilen mit Längsstäben und Bügeln bewehrt und von reiner Torsion beansprucht.

Auf Grund theoretischer Betrachtungen und Versuchsergebnisse wurde ein Verfahren abgeleitet zur Berechnung des Torsionsmomentes im Bruchzustand das auch die Betongüte berücksichtigt.

M. BĂCANU: Einführung von Granulitbeton bei der Vorfertigung von Wohnbauten

Der Verfasser führt vor die Forschungsarbeiten die im INCERC durchgeführt wurden für die Herstellung von Wandplatten und Deckenplatten aus Granulit-Stahlbeton.

N. I. VOINA, P. VELICA, E. SCHILLER: Zur Frage der Polymerbetone.

Es werden untersucht fünf verschiedene Zementbetonarten denen Polyvinylazetat in bestimmten Mengen beigemischt wurde. Es werden bestimmt die wichtigsten physikalisch-mechanischen Eigenschaften u.zw.: Festigkeitswerte, Schrumpfmass, Verformung unter dem Angriff von Dauerlasten u.a.m. sowohl wie deren Beziehungen zu den Zement: Zuschlagstoffe: Polyvinylazetat Werten.

Auf Grund der erlangten Ergebnisse werden vorgeschlagen Betonzusammensetzungen auf verschiedene Anwendungsgebiete abgestimmt.

Es wird ebenfalls untersucht der Einfluss den die Erhärtungsbedingungen (Luft, Wasser, Klimatisierungsräume, Infrarotbestrahlung) auf die Eigenschaften der Betone ausüben; besonders einegehend wird die Infrarotbestrahlung untersucht – ein wirksames Mittel zur Hebung der Betongüte.

N. MIHAIL: Ein Verfahren zur Beurteilung der Wärmebehandlungsfähigkeit der Betone

Der Artikel führt vor einige theoretische Betrachtungen hinsichtlich der Erhärtung von Zement und Beton bei Temperaturen zwischen 600 und 1000 °C und gibt an ein rasches Verfahren das zur Beurteilung der Wärmebehandlungsfähigkeit der Betone dienen soll.

E. WEISZFEILER: Über die Verminderung der Betongüte infolge der Wärmebehandlung

Die Wärmebehandlung der Betone ist von besonderer Wichtigkeit in der Fertigteilindustrie da sie ermöglicht eine Beschleunigung der Erhärtung im Zeitabschitt der dem Giessen des Betons unmittelbar folgt; das hat eine massgebende Rolle bei der Bemessung der technologischen Prozesse und infolgedessen der Produktionsfähigkeit des Werkes.

In unserer Fertigteilindustrie werden 6 – 12 Stunden nach dem Giessen Festigkeitswerte erlangt die 60 – 70% der Betongüte betragen, so dass eine sofortige Ausschalung und Lieferung der Fertigteile möglich ist. Der so erhärtete Beton hat aber den Nachteil einer verminderten Druckfestigkeit 28 Tagen nach dem Giessen.

Um diesen Verminderungswert kennenzulernen bearbeitet der Verfasser statistisch die Ergebnisse der Untersuchung von nach vier verschiedenen Vorfertigungsprozessen hergestellten Prüfkörpern; letztere Werte stammen aus den im laufe des Jahres 1965 im IPEC – Braşov durchgeführten Versuchen; die abgeleiteten Werte ermöglichen einige Schlüsse zu ziehen über die Faktoren die diese Erscheinungen beeinflussen.

D. VASILIU : Betone mit diskontinierlicher Körnung

Es werden vorgeführt die Herstellungsgrundlagen für Betone mit diskontinierlicher Körnung und angegeben ein Kriterium das dienen soll zum Vergleich verschiedener Körnungen. Es werden weiterhin angegeben die Maximalwerte für die Diskontinuität von Fluss- und Steinbruchzuschlagstoffen sowohl wie von gebrochenen Zuschlagstoffen.

Richtig hergestellte Betone mit diskontinierlicher Körnung sind kompakt, verarbeitbar und weisen auf hohe Festigkeitswerte.

Ihr Zementgehalt ist niederer als im Falle von ähnlichen Betonen mit kontinierlicher Körnung.

M. WEISSENBERG : Versuchsergebnisse hinsichtlich der Haftung zwischen Beton und Stahl im Gleitschalungsbau

Im Jahre 1965 wurden im INCERC einige Versuche durchgeführt u. zw. in Zusammenarbeit mit der DGCM – SPC ; es wurde angestrebt auf einem Bauplatz die Betoneigenschaften zu bestimmen und die Arbeitstechnologie festzusetzen für den Fall von Bauten in Gleitschalungen gegossen.

Versuche wurden durchgeführt um festzusetzen welchen Einfluss die Bewegungen der Schalung oder die Verdichtungsart des Betons auf den Haftungswert zwischen Beton und Rundstahl ausüben.

Die Schlüsse die hinterher gezogen wurden haben gezeigt dass der Gleitschalungsbau im allgemeinen eine Verminderung der Haftung zwischen Beton und Rundstahl herbeiführt. Ein prozentuales Mass dieser Herabsetzung kann nicht angegeben werden da dieser Wert in hohem Masse auch von verschiedenen anderen Parametern beeinflusst ist.

E. PĂUNEL, E. FLOREA, C. ONU und L. GROLL : Laboratorium Feststellungen über die Beseitigung der Feuchtigkeit von Gebäuden unter Anwendung der Elektrodränage

Die Verfasser führen vor die Ergebnisse und Feststellungen die erlangt wurden im Laboratorium für Baustoffkunde der Polytechnischen Hochschule – Jassy indem man auf einem Modell aus Ziegelmauerwerk das elektroosmotische Verfahren studierte.

E. PĂUNEL, C. CIOBANU, GH. TACU und N. MATEESCU : Das elektrische Trocknungsverfahren in der keramischen Industrie

Die Verfasser haben eine Reihe von Versuchen im Laboratorium durchgeführt um festzustellen ob das elektrische Verfahren anwendbar wäre in den Werken der keramischen Industrie u. zw. in der Trocknungsphase ; diese Forschungen haben die Verfasser dazu gebracht das Verhalten der Tonförmlinge sowohl wie die Anderung ihrer Eigenschaften unter dem Einfluss des elektrischen Stromes zu studieren.

C. POPESCU, N. THEODORESCU, N. DOGEANU : Homogenisierung des Mehls bei der Zementerzeugung nach einem Trockenverfahren.

Die Schwierigkeiten eine hochgradige Homogenität zu erlangen auch bei der Anwendung des Trockenverfahrens haben die wichtigsten Hindernisse gebirdet auf dem Wege der Verallgemeinerung dieses Erzeugungsverfahrens.

Im Rahmen dieses Artikels werden untersucht die wichtigsten Anlagetypen; insbesondere werden diejenigen Typen hervorgehoben die über eine pneumatische Schüttelanlage verfügen da letztere das Erlangen einer Homogenität gewährleistet die vergleichbar ist mit derjenigen die erzielt wird bei der Erzeugung nach dem Nassverfahren.

Weiterhin werden vorgeführt die Untersuchungen die durchgefürt würden betreffend die Möglichkeit die aus inländischen Rohstoffen hergestellten Mehlsorten auf pneumatischem Wege zu homogenisieren; man gelangt also zur Schlussfolgerung dass, was diese Erzeugungphase anbetrifft, keine Schwierigkeiten bestehen das Trockenverfahren in die Zementfabriken einzuführen.

M. V. CERCHEZ und I. S. COMĂNESCU : Das Einbringen von Wollastonit in die Tonmasse. Haupteigenschaften und technische Anwendungen in der Baustoffindustrie

Der Artikel erörtert in kurzem den heutigen Stand des Einbringens von Wollastonit in die Tonmassen die in der Baustoffindustrie angewandt werden und hebt gleichfalls hervor die wichtigsten Anwendungsmöglichkeiten sowohl wie die technischen und wirtschaftlichen Vorteile die damit verbunden sind.

C. GURGUI : Einige Beiträge zur hochwertigen Fertigung im Bauwesen

Im Artikel werden vorgeführt einige Verfahren die ermöglichen einerseits die aesthetischen Eigenschaften und die Lebensdauer der Fertigungsarbeiten zu erhöhen und andererseits ihre Wirtschaftlichkeit zu verbessern in Vergleich zu anderen herkömmlichen Verfahren.

Die Vorschläge sind gegründet auf eine weitgehende Vorfertigung unter Anwendung von weissem oder färbigem Zement oder, in anderen Fällen, von Kunstharzen – einzeln oder gemischt. Die oben angeführten Verfahren verbrauchen Zuschlagstoffe und Sand die aus marmorhaltigen Gesteinen herrühren; sie können entweden nur in der Aussenschicht oder in der ganzen Masse dieser Bauteile vorgesehen werden.

M. DUMITRESCU : Walzglas und seine Anwendungsmöglichkeiten

Der Verfasser führt vor für die Forscher, Planer und Bauleute einen neuen Baustoff aus Glas hergestellt ; heute schon in vielen Ländern als ein revolutionärer Baustoff angesehen und unter dem Namen „Profilit" bekannt, wird dieses Produkt seit kurzem auch in der Glaswarenfabrik Scăeni hergestellt.

GH. VASILIEV : Variation einiger charakteristischer Parameter der Drehöfen gegenüber deren Abmessungen

Der Verfasser versucht auf statistischem Wege eine Wechselbeziehung abzuleiten zwischen der Produktionskapazität und den Abmessungen der Drehöfen.

Es folgen Betrachtungen die ihre Bedeutung haben in Zusammenhang mit der Wahl der bestmöglichen Kapazität eines Drehofens der bei der Herstellung von Klinker angewandt wird.

СОДЕРЖАНИЕ

М. СОАРЕ: Сборные оболочки для покрытия цехов большого пролета

В первой части настоящей статьи рассматриваются условия, которые должны быть удовлетворены эффективными структурами покрытий промышленных цехов и сооружений больших пролётов, а во второй части рассматривается полученный, в этом направлении, опыт как за границей, так и в нашей стране.

Из данного исследования вытекают следующие выводы:

- В зарубежных странах, равно как и в нашей стране прилагаются большие усилия для внедрения покрытий в виде железобетонных оболочек, собранных из сборных элементов заводского изготовления.
- Форма их поверхности должна быть несложной для того, чтобы иметь возможность осуществлять их эффективную типизацию.
- Элементы, размерами 3 × 3 м являются более подходящими для типизации.
- Соединения и монтаж требуют большого расхода материалов и ручного труда.
- Расход бетона и железобетона является меньшим, чем при линейных структурах, однако, при индустриализации производственного процесса данные показатели не являются основными для оценки эффективности решения.
- Процесс представляет невыгодность, так как требует большого количества сборных элементов.

Г. НЕАГУ: Содействие в деле возведения конструкций при помощи скользящей опалубки. Новое решение поточного выполнения перекрытий одновременно со стенами в многоэтажных зданиях

В статье излагается новый способ осуществления перекрытий в жилищных зданиях, возводимых при помощи скользящей опалубки. Данный способ применён первый раз в нашей стране Строительным Трестом № 5 — Брашов, для друх многоэтажных зданий.

Решение состоит в остановке скольжения и возведения стен на уровне каждого этажа и в укладке соответствующего перекрытия на неподвижной опалубке; затем, сызнова продолжается возведение стен.

И. НЯКШУ и В. МУНТЯНУ: Холодильный склад в порту Констанца

В статье приводятся аспекты из проектирования и строительства холодильного склада, возведенного поверх существующего подвала, в порту Констанца. Это потребовало разрешения осбых вопросов для осуществления требуемого пространства и пластики, необходимых сооружению, расположенному на набережной морского пассажирского вокзала, которые соответствовали бы новым зданиям и сооружения города Констанца.

М. ПЕРЖЕСКУ и К. РУШКЕ: Упрощённый метод расчёта промышленных цехов с железобетонными крупнопустотными колоннами

Авторы представляют упрощённый расчёт одноэтажных промышленных цехов из сборных железобетон ных элементов, с крупнопустотными колоннами.

Определение упругих воздействий на верхнем конце колонн-рамы производится посредством применения метода деформаций, упрощённого авторами.

В заключении приводится пример для указания способа организации и систематизирования расчёта.

М. ПАТУЛЯ и С. ЛАЗЭР: Некоторые аспекты внедрения и применения метода критического пути при планировании и наблюдении выполнения производственных работ в рамках Микистерства строительстра для химической и нефтеперерабтывающей промышленности

В работе представлены, в краткой форме, общие характеристики производящихся для Министерства химической промышленности работ, описываются осуществленные применения и приводятся отмеченные опытные результаты.

По каждому осуществленному применению указываются характеристики работ и разработанных графиков, стоимость и чсло работ, степень детализации, примененные методы по расчёту и способ наблюдения.

Указываются также возникнувшие вопросы и констатирования, вытекающие из первых применений.

В конце работы приводится ряд заключений и предлагаются технико-экономические мероприятия.

Л. АНТОХИ: „Вклады по вопросу улучшения батерей отопения для тёплой или горячей (перегретой) воды

В стьте приводится анализ возможности улучшения теплоотдачи от горячей воды к стенкам батареи и степень влияния указанного улучшения на общую теплопередачу.

Для того, чтобы доказать существующие возможности, автор исходит из отношений, принятых в качестве критерий, и анализирует в какой мере нынешние батареи ИКМА поддаются улучшениям.

В конце работы указывается стадия испытаний нового типа батареи, от которой ожидаются более лучшие результаты, чем от существующих батарей.

ШТ. МИХЭЙЛЕСКУ: Расчет необходимой мощности для приготовления бетонной смеси при помощи турбосмесителей

В статье указывается, что между дозировкой цемента приготовленного бетона и расходом мощности смесительных органов существует тесное соотношение и выводится математическая формула связи между этими двумя показателями

Ясно, что расход мощности для перемешивания замеса является переменным, в зависимости от применяемой рецептуры (цемент, вода, заполнители, случайные добавки).

Частные значения, данные автором, учитывают не только количество цемента, а и количество воды, а помтому из различных полученных результатов при определенной дозировке цемента, в условиях переменного водоцементного отношения, были выделены самые отрицательные результаты.

К. Н. АВРАМ, И. ДЕЙТШ, Р. КРИШАН и Л. СЕЛЕШ: Соображения, относительно разрыва призматических железобетонных элементов с продольными стержнями и хомутами, подвергнутых чистому кручению

Статья содержит результаты теоретического опытно— научного исследования, проведенного на подвергнутых чистому кручению прямолинейных призматических железобетонных элементах, предусмотренных арматурой из продолных стальных стержней и хомутов.

На основании теоретических соображений и результатов испытания опытных балок было разработано расчётное соотношение для определния величины момента кручения ири разрыве, учитывая при этом и марку бетона.

М. БЭКАНУ: Внедрение гранулитного бетона в сборное жилищное строительство

Автор описывает научно — исследовательские работы, выполненные ИНЧЕРКОМ, для крупных стеновых панелей для перекрытий из гранулитного железобетона.

Н. И. ВОЙНА, П. ВЕЛИКА, Е. ШИЛЛЕР: Некоторые вопросы относительно полимербетонов.

Исследуются пять составов бетовнов на цементе с дабавкой поливинилацетата, определяются дважнейшие физико-механические свойства как: механическая прочность, контракций, деформации под длительной нгрузкой и т.п. В зависимости от соотношения цемент: заполнитель: поливиналицетат.

Основываясь на полученых результатах предлагаются для практики различные составы в зависимости от условий употребления.

Одновременно указано в сопоставлении влияние среды (воздух, бода, климатизационное помещение, облучение инфракрасными. лучами) в которой происходит твердение на качество материала подчернув в особенности обработку инфракрасными лучами как действенное средство для улучшения качества данных бетонов.

Н. МИХАИЛ: Метод для оценки способности бетонов к термической обработке

В статье излагаются некоторые теоретические соображения относительно твердения цемента и бетона при температурах от 600 до 1.000° Ц и описывается скоростной метод оценки склонности бетонов к термической обработке.

Е. ВАЙСФАЙЛЕР: О снижении марочной прочности бетона вследствие термообработки

Термическая обрабока бетона представляет особенную важность для промышленности сборных элементов, так как осуществдляет ускорение процесса твердения в ближайший период времени после укладки бетона. Это имеет решающую роль в определении продолжительности технологических циклов и, следовательно, в определении объёма производства заводов.

В настоящее время, в промышленности сборных элементов нашей страны, после 6—12 часов от укладки бетона осуществляется прочность, равная 60—70% марочной прочности, что даёт возможность производить немедленную распалубку и поставку сборных элементов. Однако бетон, подвергнутый твердению таким способом, имеет недостаток в том, что в возрасте 28 дней он приобретает меньшее временное сопротивление на сжатие.

Для того, чтобы оценить значение указанного снижения прочности, автор рассматривает статистическим методом результаты контрольных образцов четырёх технологий производства сборных элементов, полученных в течение 1965 г. в И.П.Е.К. — Брашов, определяет его величину и выводит заключения относительно условий влияющих на это снижение.

Д. ВАСИЛИУ: Бетоны с прерывистой зернистостью

В статье представлены основы состава бетонов с прерывистой зернистостью и указывается критерий сопоставления между различными зернистостями. Отмечаются максимальные значения прерывистости как для речных и карьерных, так и для дроблённых заполнителей.

Бетоны с правильно составленной прерывистостью зернистости являются плотными, обладают хорошей удобоукладываемостью и имеют повышенную механическую прочность.

Дозировка цемента является меньшей чем для подобных бетонов с непрерывной зернистостью.

М. ВАЙСЕНБЕРГ: Опытаные данные относительон сцепления между бетоном и арматурой при выполнении работ в скользящей опалубке

В 1965 году был осуществлён ряд испытаний в связи со свойствами и технологией производства бетонов, укладываемых в скользящую опалубку. Испытания были выполнены ИНЧЕРКом, в сотрудничестве с органами ДГЧМ — СПК на одной из строительно-монтажных стройплощадок.

Были проведены испытания для определения последствий движения опалубки и уплотнения бетона на сцепление между бетоном и арматурой.

Из выведенных заключений следует, что выполнение работ в скользящей опалубке приводит вообще к снижению сцепления между бетоном и арматурой. Установить процентное значение этого снижения нет возможности, так как на это снижение сцепления влияет и ряд других параметров.

Е. ПЭУНЕЛ, Е. ФЛОРЯ, К. ОНУ и Л. ГРОЛЛ: Лабораторные наблюдениим за удалением сырости из сооружений путём применения принципа электрического дренажа

Авторы описывают наблюдения и полученные результаты в лаборатории строительных материалов. Политехнического Института — Яссы, наблюдая электроосмосный способ на макете из кирпичной кладки.

Е. ПЭУНЕЛ, К. ЧЁБАНУ, Г. ТАКУ и Н. МАТЕЕСКУ: Электрический способ процесса сушки в керамической промышленности

В целях определения может ли электрический способ стать применимым для периода сушки в керамической прмышленности, авторы начали проводить ряд лабораторных испытании, которые позволили им наблюдать за поведением и изменениями свойств отформованной глиняной массы под влиянием электрического тока.

К. ПОПЕСКУ, Н. ТЕОДОРЕСКУ и Н. ДЫРОДЖАНУ: Гомогенизация муки при сухом способе изготовления цемента.

Одним из важнейшых недостатков изготовления, сухим способом цементов который отрицательно влиял на рспространение данного метода, является трудность достижения высокой степени гомогенизации.

В статье рассматриваются важйеишие оборудования, останавливаясь на тех в которых применяются способы пневматического перемешивания при помощи которого достигаемая гомогенизация сравнима с гомогенизацией достигаемой при мокром способе изготовления.

Затем описаны исследования способности подвергаться пневматической Гомогенизации муки получаемой из некоторого отечественного сырья. Эти исследования приводят к заключению что внедрение сухого способа изготовления на соответствующих заводах для данного технологического процесса не представляет затруднений.

М. В. ЧЕРКЕС и И. С. КОМЭНЕСКУ: Введение волластонита в керамические массы. Основные характеристики и технологические применения в промышленности строительных материалов

В статье приводится краткое описание стадии введения волластонита в керамические массы, применяемые в промышленности строительных материалов, а также характеристики этого материала и более важные области его применения, с соответствующими техническими и экономическими преимуществами.

К. ГУРГУЙ: Вклад в дело осуществления высококачественной отделки зданий

В статье излагаются некоторые способы, способствующие с одной стороны повышению качества эстетики и прочности некоторых отделочных работ, а с другой стороны увеличению экономической эффективности по сравнению с обычными способами.

Выполнение этих работ основывается на принципе сборности применяя, в некоторых случаях, в качестве вяжущего белый или цветной цемент, а в других случаях составы синтетических смол или даже оба вяжищие.

Эти способы основываются также на применении заполнителей и песков мраморных пород, вводимых в изнашиваемые слои или же во всю толщу соответствующих объектов.

М. ДУМИТРЕСКУ: Профилированное стекло и его применение

Автор представляет исследователям, проектировщикам и строителям стеклянное изделие, известное под названием ,,профилит'', считающееся уже во многих странах как продукт, который приводит к коренному перевороту строительных материалов. Этот материал производится стекольным заводом СКЭЕНЬ,

Г. ВАСИЛЬЕВ: Изменение некоторых характерных показателей вращающихся печей в зависимости от величины их размеров

Автор пытается найти, на основании статистики, соотношение между производственной мощностью и размером вращающихся печей.

Он предлагает ряд соображений, которые могут стать полезными при выборке оптимальных мощностей печей для производства клинкера.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Plăci curbe subţiri prefabricate pentru acoperirea halelor de mare deschidere

Stadiul actual al problemei

Dr. ing. M. Soare
INCERC

1. CONDIŢIILE PE CARE TREBUIE SĂ LE ÎNDEPLINEASCĂ STRUCTURILE EFICIENTE DE ACOPERIŞURI PENTRU HALE INDUSTRIALE ŞI CONSTRUCŢII DE DESCHIDERE MARE

Dezvoltarea impetuoasă a industriei şi agriculturii precum şi volumul important de construcţii necesare economiei naţionale impun îmbunătăţirea necontenită a soluţiilor constructive şi a procedeelor de execuţie.

În afara clădirilor de locuit şi a lucrărilor inginereşti (poduri, construcţii hidrotehnice etc.), care au un specific diferit, halele industriale constituie principalul obiectiv către care trebuie să se îndrepte atenţia constructorilor.

Aspectele şi parametrii care intervin în alegerea unei soluţii sînt multipli, de aceea pentru încadrarea precisă a obiectului studiului de faţă este necesar să detaliem condiţiile pe care trebuie să le îndeplinească structurile eficiente.

Aceste condiţii privesc :

- destinaţia construcţiei, condiţiile specifice ;
- soluţiile constructive ;
- materialele folosite ;
- dimensiunile în plan ;
- modul de confecţionare, transport, asamblare, montaj ;
- izolaţiile ;
- luminătoarele ;
- indicii tehnico-economici ;
- problemele de experimentare.

Destinaţia construcţiei

În evoluţia modernă a industriei se observă o rapidă dezvoltare a proceselor tehnologice şi a utilajelor respective, în continuă perfecţionare, care duc la rapida „uzură morală" a utilajelor.

Necesităţile mari de construcţii industriale precum şi capacitatea redusă a construcţiilor, construite pentru anumite condiţii specifice, de a se adapta la alte condiţii şi procese tehnologice au condus la ideea de *hale universale*, concepute astfel încît să satisfacă anumite condiţii de variabilitate tehnologică, fără modificarea elementelor esenţiale ale structurii.

Hala universală îmbină două din dezideratele cele mai actuale ale industriei moderne şi anume :

a) permite modificarea proceselor tehnologice şi a dispoziţiei în plan a utilajelor, a locurilor de muncă şi în consecinţă a căilor de transport şi a reţelelor de instalaţii fără modificarea construcţiei propriu-zise ;

b) rezolvă în modul cel mai complet problemele de industrializare a construcţiilor ca : modularea, reducerea greutăţii elementelor portante, crearea de elemente unificate care să îndeplinească funcţiuni multiple, precum şi eliminarea în mare măsură a procedeelor umede de pe şantier.

În afara halelor universale pentru industrie, mai sînt o serie de hale ca : garajele şi parcurile auto, halele comerciale, magaziile şi depozitele, la care parametrii sînt similari.

Soluţii constructive

Studiile efectuate în ultimii ani, atît în ţară cît şi în străinătate, au distins, ca soluţii constructive pentru acoperişuri, două linii principale :

a) utilizarea elementelor liniare (plane) ;

b) utilizarea structurilor spaţiale (plăci curbe subţiri şi structuri reticulare).

Multiplele servituţi cerute halelor universale au condus, pînă în prezent, la ideea că soluţia cu elemente liniare este mai avantajoasă. În acest spirit trebuie amintite proiectele tip I. P. C. T. pentru structuri din beton armat şi beton precomprimat, la travee de 6 şi 12 m şi deschideri de 12, 18 şi 24 m, precum şi structuri metalice pentru mărimi superioare de travee şi deschideri.

În cadrul prezentului studiu sînt detaliate doar structurile spaţiale alcătuite din plăci curbe subţiri de beton armat şi beton precomprimat.

Materiale folosite

Cele două materiale de bază existente actualmente în domeniul construcţiilor sînt :

a) metalul,

b) betonul armat şi betonul precomprimat.

La punctul b) vom înţelege şi betonul uşor (armat sau precomprimat) şi armocimentul.

În cadrul prezentului studiu ne vom referi doar la materialele cuprinse la punctul b) de mai sus, adică betonul armat şi betonul precomprimat.

Dimensiuni în plan

Mărimea reţelei de stîlpi condiţionează amplasarea diferitelor linii şi procese tehnologice şi posibilitatea amplasării mijloacelor de transport.

Latura reţelei se ia de cel puţin 12 m (ceea ce a condus la noţiunea de travee mărită). Gradul de universalitate poate fi clasificat, din punct de vedere al reţelei, în :

a) mic	12 × 12 m			
b) mijlociu	12 × 18,	12 × 24,	18 × 18 m	
c) mare	12 × 30,	24 × 24,	30 × 30,	36 × 36 m
		şi mai mare.		

Diferitele studii şi analize făcute pînă în prezent au arătat că lucrul spaţial este mai favorabil pentru traveea pătrată (în comparaţie cu cea dreptunghiulară) şi cu atît mai eficient cu cît deschiderea este mai mare.

Pentru a da o idee asupra avantajelor măririi distanţelor libere între stîlpi, considerăm util să menţionăm următoarele date :

a) Studiile Ghiprotis [1.11] arată că prin trecerea de la traveea 6 × 12 m la cea de 12 × 12 m se realizează economii de 6% la suprafaţa utilă.

Studiile Ghiprolegprom [1.11] pentru industria textilă arată că prin trecerea de la traveea 12 × 12 m la cea de 24 × 24 m se realizează economii de 10% la suprafaţa utilă a halei.

b) La parcuri de autobuze, în urma majorării suprafeţei utile doar cu 10%, numărul de maşini garate creşte de la 200 la 290.

Suprimarea stîlpilor intermediari pe întreaga suprafaţă a garajului reduce consumul de suprafaţă, raportat la un loc de garare, cu cel puţin 20% [1.13].

Modul de confecţionare, transport, asamblare şi montaj

Executarea unei structuri de beton armat poate fi făcută în două moduri :

a) monolit
- pe cofraje fixe, eventual de inventar,
- cu cofraje rulante ;

b) prefabricat
- prin preturnare pe şantier,
- uzinat în fabrici de prefabricate.

Evident că soluţia optimă din punct de vedere tehnico-economic şi social este industrializarea maximă a lucrărilor, care presupune confecţionarea integrală a elementelor în fabrici de prefabricate şi reducerea pe şantier doar la lucrări de montaj.

Transportul de la fabrică la şantier se poate face pe calea ferată sau pe şosea, în funcţie de dimensiunile, greutatea maximă a elementelor şi distanţa de transport.

În etapa actuală lungimea maximă a unui element (de tip cheson) este de 12 m (cu tendinţa spre 18 şi chiar 24 m) şi o greutate maximă de 9 tone (cu tendinţa pînă la 15—20 tone).

Asamblarea şi montajul prezintă aspecte foarte variate, în funcţie de soluţia considerată. În principiu pot fi :
- asamblări parţiale şi apoi montarea pe cintre cu ajutorul macaralelor ;
- asamblarea integrală la sol şi apoi liftarea ;
- asamblarea la cotă pe cintre rulante de inventar ;
- montajul în consolă, fără cintre etc.

Îmbinarea elementelor se face prin petrecerea armăturilor sau sudarea unor piese metalice şi apoi monolitizarea rosturilor.

Mijloace de transport în hală

Există tendinţa de a înlocui podurile rulante cu mijloace de transport suspendate, avînd capacitatea de ridicare de 3—5 tone.

Trebuie menţionată şi părerea exprimată de unii cercetători [1.11] că „tipul cel mai raţional de mijloc de transport pentru clădirile universale cu acoperişuri din plăci curbe subţiri îl constituie utilajele de ridicare şi transport care se deplasează pe pardoseală, combinate cu grinzi rulante suspendate şi uşoare, uşor de manevrat. Avantajul mijloacelor de ridicat care circulă pe pardoseală constă în aceea că se poate schimba capacitatea lor, în funcţie de necesităţile procesului tehnologic, fără ca aceasta să implice modificări ale elementelor de construcţie ale clădirii" (op. cit. p. 218).

Condiţii de iluminare şi de climatizare

Halele universale pot fi grupate în două categorii : luminate şi blindate.

Halele blindate au apărut din necesitatea de a crea anumite condiţii deosebite de lumină, temperatură şi umiditate în interior ; aceasta este în concordanţă cu tendinţa actuală de a elibera o parte cît mai mare din suprafaţa pardoselii, de diferitele instalaţii de transport, ventilaţie etc. Acestea sînt comasate în zona superioară a halei, creîndu-se spaţii tehnice.

La realizarea halelor universale din cele două categorii, se urmăreşte ca un tip de hală să poată fi transformat în celălalt prin simpla schimbare a elementului de acoperiş.

Izolaţii

Majoritatea halelor industriale în care se desfăşoară procese de producţie necesită izolaţii termice şi hidrofuge.

Soluţiile clasice sînt costisitoare în sine şi totodată grele, în raport cu grosimea (şi deci greutatea) redusă a plăcilor curbe subţiri. De aceea, este deosebit de importantă realizarea unor izolaţii uşoare şi rigide.

Luminătoare

Pentru halele cu iluminare naturală (avînd mai multe deschideri) se impune crearea unor luminătoare. Există diferite rezolvări pînă în prezent, mergînd de la înglobarea luminătorului în structura de rezistenţă, pînă la crearea unor goluri acoperite cu cupole din mase plastice transparente sau translucide.

Pînă în prezent nu s-a găsit încă o soluţie satisfăcătoare din punct de vedere al tehnologiei de confecţionare, montaj şi preţ de cost.

Indici tehnico-economici

La compararea diferitelor soluţii de proiectare pentru acoperişurile halelor industriale din elemente prefabricate, eficienţa trebuie să fie apreciată pe baza următoarelor criterii :

a) cele mai reduse consumuri de materiale şi în special :
- material lemnos (prin reducerea la minimum a materialului lemnos consumat pe şantier pentru standuri de lucru la asamblări, schele şi eşafodaje pentru montaje şi sprijiniri provizorii etc.) ;
- oţel pentru armături şi îmbinări (prin utilizarea oţelurilor superioare, a elementelor de beton precomprimat cu sîrme de oţel de înaltă rezistenţă etc.) ;

b) cel mai redus preţ de cost al construcţiei ;

c) cel mai redus consum de manoperă totală (fabrică + şantier) ;

d) grad de industrializare ridicat ;

e) grad de tipizare avantajos, exprimat prin :
- numărul total de sortimente (tipuri) de elemente cît mai redus,
- numărul total de elemente (piese), ce revin unităţii de suprafaţă, cît mai redus.

Probleme de experimentare

Introducerea unor soluţii noi poate fi extinsă pe scară largă, după prealabila experimentare sub multiplele ei aspecte :
- tehnologia de confecţionare, decofrare, transport, montaj ;
- realizarea îmbinărilor ;
- încercările pentru cunoaşterea comportării statice (deformaţii, siguranţă la fisurare, capacitate portantă etc.)
- analiza tehnico-economică.

Preluarea rezolvărilor date în străinătate trebuie făcută cu multă grijă şi discernămînt, fiind necesară cunoaşterea cît mai aprofundată a condiţiilor din ţara respectivă, posibilităţile de aplicare în ţara noastră şi însuşirea unei experienţe temeinice.

O observaţie importantă trebuie făcută şi asupra scării încercărilor. Prin însăşi definiţia lor, plăcile curbe subţiri au o grosime redusă, iar îmbinările dintre elemente pot fi cu greu modelate la scară redusă. De aceea, experimentările unor soluţii noi trebuie făcute la o scară cît mai apropiată de scara naturală.

★

În paragrafele următoare ne-am propus să studiem posibilitatea aplicării eficiente a plăcilor curbe subţiri prefabricate de beton armat ca acoperişuri de hale industriale şi construcţii de deschidere mare, examinînd pe rînd condiţiile pe care trebuie să le îndeplinească şi pe care le-am prezentat anterior.

2. DOMENII DE UTILIZARE A PLĂCILOR CURBE SUBŢIRI

La studierea unor noi soluţii constructive, la care se realizează gradul maxim de industrializare a confecţionării în fabrică şi a montajului pe şantier, este importantă găsirea unui domeniu de utilizare cît mai larg.

Din literatura de specialitate consultată reiese că structurile din plăci curbe subţiri de beton armat au fost folosite în industrii foarte variate [1.2], [1.11], [1.12], [1.20], pe care le enumerăm mai jos :
- industria electrotehnică,
- industria construcţiilor de maşini,
- industria textilă,
- industria chimică,
- industria materialelor de construcţii,
- industria poligrafică,

- magazii și depozite (cherestea, placaj etc.),
- hale de montaj,
- hale de încercări,
- hale comerciale,
- garaje și parcuri auto.

Diferite realizări sînt analizate la paragraful 4.

3. TIPURI DE PLĂCI CURBE SUBȚIRI UTILIZATE

Dacă pentru construcții unicat se poate căuta un aspect arhitectonic spectaculos prin alegerea unei forme de suprafață complicată, tipizarea impune anumite condiții ca :

- forma simplă,
- posibilitatea fragmentării suprafeței într-un număr de elemente de tipuri cît mai reduse.

Evident că, din acest punct de vedere, elementele liniare (plane) prezintă un avantaj serios față de cele curbe.

Formele de suprafețe utilizate pînă în prezent sînt :

a) Cilindri scurți, caracterizați printr-o deschidere de boltă mare, în comparație cu lungimea generatoarei.

b) Cilindri lungi, caracterizați prin raport mare între lungimea generatoarei și deschiderea de boltă.

c) Suprafețe de translație avînd curbura lui Gauss pozitivă (de exemplu paraboloidul de rotație) sau negativă (de exemplu paraboloidul hiperbolic în șa).

d) Paraboloizi hiperbolici delimitați de generatoare rectilinii.

e) Bolți ondulate.

f) Suprafețe de tip conoidal.

Forma acoperită în plan este în general un dreptunghi sau pătrat, precum și, pentru construcții izolate, un poligon regulat.

Vom examina, mai departe, formele enumerate.

Cilindri scurți [1.1]

Soluțiile de plăci subțiri cilindrice scurte prefabricate au apărut ca o continuare firească a cercetărilor privind sistemele plane tipizate. Ele întrunesc simplitatea în confecționare (și parțial montaj) și în consumurile de materiale.

Soluțiile elaborate de Promstroiproiect prevăd elemente de 1,5 × 12 m, existînd proiecte pentru plăci plane de 3 × 12 m, cu nervuri marginale.

Descărcarea elementelor se face pe ferme cu talpa superioară curbă. Deschiderile pot atinge 18, 24 și 30 m.

În afara îmbinărilor complicate, rezultă dificultăți în zonele de eforturi principale (de întindere) mari de la colțuri.

Cilindri lungi [1.1]

Plăcile subțiri cilindrice lungi pot fi fragmentate în panouri prin secționarea lor în sens transversal și longitudinal.

În prima soluție cilindrul se realizează din panouri de 3 × 12 m și elemente de margine (grinzi de beton precomprimat). Într-o variantă mai puțin avantajoasă, panourile de 3 × 6 m se preasamblează cîte două și apoi se montează. Nervurile înalte cu care sînt prevăzute constituie elementele marginale ale plăcii.

Plăcile cilindrice fragmentate longitudinal nu sînt raționale, întrucît necesită un număr mare de elemente tip, iar transportul și montarea lor sînt extrem de complicate.

Ca o variantă se pot menționa „plăcile subțiri ortotrope cu dublă curbură” [1.6] caracterizate prin rapoartele

$$l/L \leqslant 1/1{,}5 \text{ și } f_1/L \leqslant 1/16.$$

Elementele prefabricate sînt plăci cu nervuri curbe, după o singură direcție, de 2 sau 3 tipuri. Deschiderea de boltă se ia $l = 12$ m, iar $L = 18$; 24 ; 30 ; 36 m. Elementele sînt unificate pentru toate deschiderile, diferind doar prin elementele marginale sub formă de grinzi sau ferme din beton precomprimat cu talpa superioară curbă.

Autorul Bartenev [1.6] propune și realizarea tramei pătrate, 18 × 18 și 24 × 24 m, prin fragmentarea plăcii în elemente prefabricate cu dimensiuni 3 × 9 sau 3 × 12 m, care se asamblează cîte două, înainte de montarea lor pe elementele marginale.

Suprafețe de translație [1.1]

Suprafețele de translație sînt generate prin deplasarea paralel cu ea însăși a unei curbe plane, alunecînd pe o a doua curbă plană. Rolul celor două curbe, denumite directoare, poate fi intervertit.

Toate secțiunile verticale paralele cu planele curbelor directoare sînt identice ; aceasta explică simplitatea formei lor și posibilitatea de a acoperi în plan o suprafață dreptunghiulară.

Obișnuit curbele sînt parabole ; dacă cele două parabole au concavitatea în același sens, suprafața este un paraboloid eliptic (cu dublă curbură pozitivă), iar dacă concavitățile sînt dirijate în sens contrar, suprafața este un paraboloid hiperbolic în șa (cu dublă curbură negativă).

Particularitatea plăcilor curbe subțiri avînd curbura totală pozitivă este că, pentru încărcările curente distribuite pe suprafață, în placă apar doar eforturi de compresiune, cu excepția zonelor de colț unde apar eforturi de întindere. Această particularitate, precum și forma lor geometrică sugerează fragmentarea lor în elemente sub formă de plăci plane pătrate (de 3 m latură).

Acoperișuri de 40 × 40 m au fost realizate la o serie de obiective din Leningrad.

Ținînd seamă de modul de lucru al plăcii, se poate ajunge și la o altă fragmentare în elemente. În acest scop se betonează monolit elementele de margine și zonele de colț, rămînînd ca zona centrală, de formă circulară, să fie acoperită cu inele succesive, realizate din plăci trapezoidale [1.20].

Pentru plăcile în formă de paraboloid hiperbolic în șa, fragmentarea nu este posibilă ca mai sus. Se pot realiza elemente de tip cheson de lățime 2,50 — 3 m și deschidere mare 24 m, precomprimate după generatoarele rectilinii [1.19], [1.23]. Acest tip de elemente a fost studiat și în cadrul INCERC.

Paraboloizi hiperbolici

Este posibilă o fragmentare în plăci aproape plane de 3 × 3 m latură, ca și în cazul paraboloidului de rotație, sau asamblarea unor elemente tip cheson de 3 m lățime și lungime 9 sau 12 m.

Bolți ondulate

Bolțile ondulate sînt caracterizate prin raportul mare dintre deschidere și lățime (în general mai mare decît 5). Forma bolții este circulară sau parabolică, iar secțiunea transversală, de regulă, ondulată, pentru obținerea unui moment de inerție cît mai mare. Lățimea este obișnuit de 3 m pentru deschideri de 18 ; 24 ; 30 m și poate atinge 12 m pentru deschideri de 100 m.

Bolțile sînt fragmentate în mai multe elemente ce se asamblează la sol și apoi se montează sau se asamblează direct pe cintru.

Trebuie menționată și experimentarea în cadrul INCERC a bolților de armociment de 3 × 18 m, realizate din două elemente 3 × 9 m, lucrînd ca bolți triplu articulate (preturnate pe șantier), și din 6 elemente uzinate asamblate prin sudură și monolitizare, lucrînd ca bolți dublu articulate [5].

Suprafețe de tip conoidal

Aceste suprafețe sînt generate de mișcarea unei drepte care se deplasează pe două curbe date, rămînînd paralelă cu un plan fix. Dacă cele două curbe directoare sînt drepte, suprafața este un paraboloid hiperbolic, iar dacă numai una dintre curbe se reduce la o dreaptă, suprafața este un conoid.

În general, lungimea generatoare este redusă în raport cu deschiderea de boltă.

Plăci subțiri alcătuite din doi conoizi juxtapuși după directoarea dreaptă și apoi liftați au fost executate în cadrul INCERC.

O soluție citată în literatură, cu „scînduri” prefabricate, rezemate pe două arce cu zăbrele metalice de mare deschidere (25 — 60 m), situate la 7 m interax, nu prezintă interes deosebit pentru studiul nostru.

4. REALIZĂRI DE PLĂCI CURBE SUBȚIRI

În paragraful precedent am indicat formele de suprafețe utilizate pînă în prezent pentru plăci curbe subțiri prefabricate, precizînd totodată dimensiunile în plan. Se observă că nu toate formele permit folosirea tramei pătrate, de deschideri 24—36 m, fixate în tematica studiului de față.

În continuare, vom examina unele realizări din străinătate, alegînd în principal acele structuri de acoperișuri care satisfac dezideratele tematicii în privința deschiderii.

Unele exemple sînt date pentru a scoate în evidență rezolvarea favorabilă a altor cerințe (cum ar fi de exemplu problema de montaj fără schele).

Este de remarcat că problemele de tipizare în acest domeniu au fost puse exclusiv în țările socialiste. Pentru o concentrată trecere în revistă a principalelor soluții în țările socialiste, se poate consulta comunicarea de sinteză a lui H. Rühle [7], cu precizarea noastră că soluțiile indicate nu se încadrează în tematica urmărită.

Exemplele de realizări sînt extrase din materialele conferinței unionale „Construcții spațiale în U. R. S. S." din 13—17 noiembrie 1962 [1].

Pe lîngă construcțiile gata executate la acea dată, sînt menționate și lucrările proiectate sau în curs de execuție, pentru a da o imagine asupra amplorii pe care o au aceste structuri prefabricate.

Din tabelele 1, 2 și 3 reiese că circa 53 mii m² de hale au fost acoperite cu structuri din plăci curbe subțiri din beton armat prefabricat, fiind proiectată realizarea unor obiective similare pentru o suprafață de circa 420 mii m² (date la finele anului 1962).

5. MATERIALE FOLOSITE

Materialele folosite la confecționarea plăcilor curbe subțiri prefabricate nu prezintă nici o diferență față de materialele folosite în procedeele obișnuite (sisteme liniare).

Ne vom mărgini să indicăm, mai jos, mărcile de beton și de oțel-beton folosite, indicînd la ultimele (în paranteză) corespondența cu oțelurile din Republica Socialistă România.

B 150 (din zgură expandată) — utilizat la acoperișul peste sala de sporturi din Tbilisi ∅ 30 m [1.20].

B 250 utilizat la acoperișul peste clădirea băilor din Shaltubo ∅ 40 m [1.20].

B 300 în plăcile mediane și de contur.

B 400 în plăcile de colț,
la panourile prefabricate 3×3 m [1.4].

B 400 în elementele pentru plăci subțiri cilindrice [1.3], plăci avînd curbura lui Gauss pozitivă [1.15].

Monolitizările se fac cu mortar marca M 300.

Armarea constructivă se face cu oțel-beton obișnuit (OL 38). În nervuri se prevăd, de preferință, carcase sudate din oțel 25 G 28 (PC 60 conform STAS 438—61 sau 25 SM 14 conform STAS 6928—64), 35 G S (35 SM 10 conform STAS 6928—64) sau oțel din clasa A-II (PC 52 și TOR 47).

6. MODUL DE CONFECȚIONARE

Condițiile de transport fac ca elementele prefabricate, de lățimi mai mari de 3 m, să fie preturnate pe șantier.

O indicație similară apare în articolul lui Rubincik [1.18]: „Este indicat ca plăcile cu lățimea de 6 m să fie confecționate pe șantier; în cazul confecționării lor în fabrică, placa mai trebuie fragmentată în sens longitudinal, confecționîndu-se elemente avînd în plan 3×12 m" (op. cit. p. 292).

Varietatea de tipuri de prefabricate fiind destul de mare, ne vom mărgini, în cele ce urmează, să descriem două moduri de confecționare.

Element 3 × 6 m pentru placă subțire cilindrică [1.3]

Prima placă curbă subțire experimentală s-a confecționat în tipare de lemn și metal. O dată cu trecerea la producția de mare serie, elementele au fost confecționate în tipare metalice.

Panourile se confecționează pe o linie în flux, la stand. În lungul liniei sînt montate 10 tipare. Tiparul a fost alcătuit din elemente separate, din necesitatea de a mări gradul de reutilizare a tiparelor laterale, ceea ce se realizează prin aceea că procesul de tratare termică se face în camere de aburire, dispunîndu-se de un set de funduri de schimb.

La confecționarea tiparelor, s-a acordat o atenție deosebită preciziei poziției (pe înălțime) ghidajelor în formă de țeavă, pentru elementele cu ajutorul cărora se creează golurile, întrucît orice eroare face ca, pe timpul asamblării, suprafețele superioare ale panourilor să nu se găsească în același plan.

Pregătirea tiparului începe prin curățirea și ungerea lui. Apoi se montează carcasele de armătură sudate într-un șablon, se introduc în nervuri tiparele pentru goluri și se montează plasele de armătură ale plăcii.

Betonul se toarnă în tipar cu ajutorul dispozitivului de turnare a betonului și se vibrează cu ajutorul vibratoarelor de cofraj, montate pe fețele laterale ale tiparului. Se începe cu elementele de margine și nervurile, după care se toarnă pe toată lățimea plăcii. Betonul din placă se compactează cu ajutorul unui vibrator special, montat pe dispozitivul de turnare a betonului.

La o oră după turnarea betonului, se extrag tiparele pentru goluri și se introduce aburul în spațiul liber din lungul elementelor laterale ale tiparului. Placa se acoperă cu o prelată și se umezește cu apă.

După aburirea care durează 6 ore, se desfac fețele laterale și elementele se transportă pe funduri în camera de aburire.

Durata totală a ciclului de tratare termică este de 22 ore. În momentul decofrării, rezistența reprezintă 100% din cea prevăzută în proiect.

Elementele 3 × 3 m pentru plăci subțiri avînd curbura lui Gauss pozitivă [1.2], [1.14]

Fasonarea armăturii se face:

— pentru diametre pînă la 12 mm la mașina S-338 (tăiere și îndoire),

Tabela 1

Plăci subțiri cilindrice

Institutul care a elaborat proiectul	Suprafața totală (mii m²)	Trama (m)	Destinația și localitatea	Mijloace de ridicare	Executat
					Sursa de informație
Lenpromstroiproiect	16,0	24×12	Hală industrială	Tavan suspendat	[1.2]
idem	27,4	—	Uzină	—	[1.2]
Promstroiproiect Leningrad	17,0	24×12	Fabrica de textile a combinatului de celuloză și hîrtie din Kansk	Tavan suspendat	Executat [1.3]
idem	160,0	—	Uzina de aluminiu din Acinsk	—	[1.3]
Promstroiproiect Kiev	13,0	24×12	Clădire cu mai multe deschideri Kiev	—	Executat [1.19]

Tabela 2

Plăci subțiri cu dublă curbură

Institutul care a elaborat proiectul	Forma suprafeței	Suprafața totală (mii m²)	Trama (m)	Destinația și localitatea	Mijloace de ridicare	Executat
						Sursa de informație
1	2	3	4	5	6	7
Lenproiectniims Inst. proiectare nr. 1	—	10,0	24×24	Fabrica de tuburi de presiune. Reg. ec. Leningrad	Poduri rulante de 5 ; 10 și 20 t	[1.2]
idem	—	2,3	24×24	Hala de blocuri de sticlă	Grinzi rulante suspendate	[1.2]
Inst. proiectare nr. 1, Ghiprodrev	—	21,9	30×20	Depozit pt. placaj Leningrad	—	[1.2]
	—	33,0	18×18 24×24	Șoproane pentru cherestea Leningrad	—	
Lenghiproenergoprom Inst. proiectare nr. 1	—	51,8	18×18 24×24	—	Poduri rulante	[1.2]
Inst. proiectare nr. 1	—	16,0	24×24	Hală de montaj mecanic	—	[1.2]
	—	40,0	36×36	Hală de producție	Pod rulant de 10 tone	
Lenghiprotiajprom Inst. proiectare nr. 1	—	4,2	36×36	Uzină mecanică Leningrad	Pod rulant de 15 tone	
Inst. proiectare nr. 1 și 3	—	20,7	24×24	Combinatul de in din Pskov	—	[1.2]
Lenghiproplast Inst. proiectare nr. 1	—	7,5	24×24	Hală de materiale plastice Leningrad	Poduri rulante de 5 tone	[1.2]
Întrep. prefabricate de beton armat al trustului nr. 41 al Glavzapstroi	—	Capacitate de producție 265/an	—	Hală pentru confecționarea plăcilor curbe subțiri	—	Executat [1.2]
—	P.H.	3,9	6×18	Hală de prefabricate de beton armat Cernogorsk	—	Executat [1.3]
Inst. proiectare nr. 1	paraboloid de rotație pleoștit	—	18×18 pînă la 36×36	Proiect tip Seria NS 465—9	—	[1.4]
idem	idem	—	30×30	Depozit de hîrtie la Leningrad	—	Executat [1.4]
idem	idem	10,4	102×102	Centrul comercial din Celiabinsk	—	[1.5] și [1.12
OPI nr. 1 al Gostroi	idem	1,6	40×40	Hală comercială Moscova	—	Executat [1.12]
Lenproiect	idem	1,6	40×40	Parcul de autobuze nr. 4 Leningrad	—	Executat [1.13]
Tbilgorproiect Cand. șt.tehn. D. I. Kadjaia	cupolă pe contur circular	1,2	ø 40	Clădirea băilor din Shaltubo	—	Executat [1.20]
	cupolă pe contur octogonal	1,0	d = 30	Sala de sport a Inst. Politehnic din Tbilisi	—	Executat [1.20]
	cupolă pe contur octogonal	5,0	d = 70,8	Palatul sporturilor din Tbilisi	—	Executat [1.20]
Z. Z. Jukovski	P.H.	—	6×18	Hală experimentală a fabricii de prefabricate din Cernogorsk	—	Executat [1.22]
	P.H.	0,1	6×18	Expoziția realizărilor economiei naționale	—	Executat [1.23]
Promstroiproiect Leningrad	P.H.	—	3×12 3×15 3×18	Proiect tip seria JB — — 99—01	—	[1.23]

— pentru diametre pînă la 12 mm, tăiere cu foarfeca S-229-A,

— confecţionarea carcaselor prin sudare la maşina fixă de sudură prin contact MTM-50 (sau cu sudură cu arc).

Împletirea plaselor se face cu un utilaj special acţionat manual.

În cazul plăcilor de mare serie, armătura se asamblează în plase sau carcase cu ajutorul unui şablon, care reproduce forma tiparului metalic şi asigură respectarea dimensiunilor şi distribuţia corectă a armăturii.

Carcasele gata confecţionate se transportă cu podul rulant la secţia de turnare şi se introduc în tiparul curăţat şi uns în prealabil.

Particularitatea tiparelor (orizontale ca poziţie) o constituie absenţa elementelor proeminente la partea superioară, ceea ce permite trecerea liberă a vibratorului pe pereţii laterali longitudinali ai tiparelor.

Fundul este prevăzut cu cîrlige pentru transportul tiparelor cu podul rulant.

Tiparele se montează în secţia de turnare pe o singură linie pe traseul pe care se deplasează dispozitivul pentru turnarea betonului.

Agregatul de turnare şi vibrare este alcătuit dintr-un portal, pe platforma căruia se află buncărele de beton (4 bucăţi distribuite în şah) cu capacitatea de 0,75 m^3.

Elementele gata turnate sînt apoi transportate împreună cu tiparul în camerele de aburire, în care sînt supuse tratamentului termic după ciclul următor :

— ridicarea temperaturii . . . . 2 ore ;
— aburirea la 80°C . . . . 5 ore ;
— răcirea . . . . 2 ore ;

din camerele de aburire, tiparul împreună cu prefabricatul sînt aduse la secţia de decofrare, de unde plăcile gata confecţionate sînt transportate la depozit, iar tiparul este pregătit în vederea efectuării operaţiei următoare.

Confecţionarea plăcilor după tehnologia în flux descrisă mai sus a permis confecţionarea într-un termen de 2 luni a setului de prefabricate necesare pentru 7 plăci curbe subţiri 30×30 m.

★

Din descrierile de mai sus rezultă că tehnologia de confecţionare nu comportă dificultăţi în sine, ea fiind binecunoscută şi în fabricile noastre de prefabricate. În schimb sînt necesare linii tehnologice speciale, utilate corespunzător tipurilor de elemente tipizate.

7. PROBLEME DE ÎMBINARE ŞI MONTAJ

Îmbinarea plăcilor prefabricate se face după procedeele obişnuite. Vom distinge două variante :

a) Petrecerea armăturilor din două elemente vecine (cu sudarea lor) şi apoi betonarea rostului.

Reţeaua poate fi deasă şi cu diametrul redus sau mai rară, însă de diametru mare [1.4], [1.18].

b) Sudarea unor cupoane de oţel-beton de piesele metalice înglobate în prefabricate, după care se monolitizează rosturile [1.19], [1.20].

Vom remarca că aceste procedee au fost utilizate şi în cadrul INCERC cu ocazia experimentării bolţilor ondulate de armociment (preturnate sau uzinate din tronsoane).

Se mai precizează că modul de îmbinare este independent de modul de montaj.

★

La montarea acoperişurilor din plăci curbe subţiri prefabricate, se disting următoarele soluţii :

— soluţii care necesită executarea de schele sau cintre fixe ;

— soluţii în care montarea se face pe cintre spaţiale mobile (în formă de reţea) ;

— asamblarea elementelor la sol pe un tipar şi apoi montarea ansamblului cu ajutorul unei macarale ;

— asamblarea elementelor la sol şi apoi liftarea structurii la cota din proiect ;

— montarea fără schele, doar cu ajutorul unei macarale.

În cele ce urmează vom examina succesiv soluţiile amintite mai sus.

a) **Montajul pe schele sau cintre fixe** [1.1], [1.15]

A fost utilizat la acoperişurile cu tramă pătrată.

Montarea la cota din proiect se asigură prin calarea schelelor sau cintrelor.

Diferitele studii şi analize efectuate pînă în prezent au arătat că acest procedeu este net dezavantajos în comparaţie cu soluţiile liniare.

Astfel, plăcile subţiri avînd curbura lui Gauss pozitivă sînt de 3—10 ori mai scumpe în privinţa asamblării, necesită de 6—12 ori un consum mai mare de manoperă şi o durată de execuţie de 2—3 ori mai mare (valorile mai mici se referă la trama de 36×36 m, iar cele mai mari la trama 24×24 m).

Paraboloizii hiperbolici sînt mai scumpi de 2,3—4 ori în privinţa montajului, de 5,5—7,5 ori în privinţa manoperei şi 1,6—2 ori în privinţa duratei de execuţie [1.1].

Circa 30% din consumul de manoperă de montaj revine lucrărilor de montare, verificare şi demontare a schelelor.

Procedeul a mai fost utilizat şi la montarea bolţilor spaţiale de 100 m deschidere. În prealabil s-a făcut asamblarea elementelor în tronsoane de montaj, care au fost apoi montate pe reazeme metalice spaţiale. Descintrarea s-a făcut cu perne de nisip, ca la podurile în boltă. Greutatea schelelor a fost de 54 tone [1.15].

b) **Şabloane şi cintre spaţiale mobile** [1.4], [1.14]

La volume mari de lucrări este mai raţională folosirea unor şabloane metalice sau cintre mobile.

Pentru placa de 30×30 m, greutatea şablonului este de 47 tone (album seria NI 552—1 a). Se prevăd 100 reutilizări ale acestui şablon [1.4].

Tabela 3

Bolţi ondulate

Institutul care a elaborat proiectul	Suprafaţa totală (mii m^2)	Deschiderea (m)	Destinaţia şi localitatea	Mijloace de ridicare	Executat Sursa de informaţie
Promstroiproiect Leningrad	—	75	Producţia de fibre sintetice din Krasnoiarsk	—	Executat [1.3]
Inst. proiectare nr. 1	—	96	Parcul de autobuze nr.5 din Leningrad	—	[1.5]
Promstroiproiect Kiev Inst. Cercetări Ştiinţifice pentru elemente de construcţii din Ucraina Trustul de construcţii-montaj nr. 1.	7,2	18	Clădire în regiunea Kiev	Poduri rulante de 15 tone	Executat [1.19]

Pentru o boltă cu structura similară a acoperişului, a fost utilizat următorul complex de montaj :

— două şabloane pentru asamblarea fermelor de pe contur,
— un set de cintre metalice,
— patru cărucioare pe şine,
— patru prese hidraulice.

Şabloanele au 3,35 tone, iar cintrele 40 tone (dimensiuni 28,94×28,94×6,07 m). Se poate afirma că soluţia preconizată a transpus ideea cofrajelor rulante — din cazul execuţării monolite — la montarea prefabricatelor.

Pentru placa de 102×102 m, alcătuită din elemente 3,67×3,67 m în două straturi, s-a folosit un procedeu combinat de execuţie :

— montarea plăcilor din dreptul conturului,
— betonarea centurii de contur de pe schele *fixe*,
— montarea celorlalte elemente de pe schele *mobile*, pe porţiuni avînd lăţimea unui rînd de plăci, după care fiecare rînd se transformă în arce autoportante, datorită montării tiranţilor.

Fazele de montaj propriu-zis au fost următoarele :

— se montează schelele mobile în poziţia necesară,
— se pozează prefabricatele pe schelele mobile şi se monolitizează rosturile,
— după întărirea betonului de monolitizare se aşează la partea superioară o fermă de rigidizare şi se montează tirantul,
— după descintrarea arcului şi deplasarea schelelor, se monolitizează rostul longitudinal.

c) Asamblarea la sol [1.15]

Şi alte variante de montaj au fost experimentate la acoperişurile cu tramă pătrată, folosind principiul asamblării prefabricatelor la cota zero şi apoi ridicarea la cota din proiect.

Pentru plăci de 18×18 m, cîntărind 60 tone, montarea s-a făcut cu ajutorul macaralelor pe şenile şi catarge.

La plăcile 40×40 m, cîntărind 550 tone, montarea s-a făcut prin liftare, cu ajutorul a patru prese hidraulice de cîte 170 tone.

Greutatea schelelor de montaj, pentru asamblarea acestei plăci *la cota zero*, a fost de 59,5 tone.

d) Montarea fără schele [1.20]

În proiectele elaborate de D. I. Kadjaia a fost preconizată o formă ingenioasă de elemente prefabricate, care permite montarea lor, cu ajutorul macaralei, fără schele de montaj.

Elementul are forma de trepte. La montaj, treapta superioară este aşezată peste treapta inferioară a elementului precedent, rezultînd astfel în final un acoperiş în două straturi.

Soluţia se pretează foarte bine la formele circulare în plan, ştiind că fiecare inel închis îşi face singur echilibrul.

Montajul se face în consolă, prin ancorarea de elemente montate anterior. Faptul că jumătate de placă (treapta superioară) reazemă direct pe inelul precedent reduce considerabil momentul de răsturnare.

Trebuie subliniat însă că, cu cît deschiderile cresc, precizia de montaj trebuie să fie mai mare. În lucrarea [1.20] se menţionează explicit că pozarea la cota definitivă s-a făcut cu ajutorul teodolitului.

La acoperişul ∅ 40 m, montajul s-a făcut cu ajutorul macaralei turn BKSM-5-5a de 5 tone, cu braţul de 22 m.

Durata montajului fiecărui inel a fost de 7—10 zile, incluzînd montarea plăcilor, sudarea pieselor metalice de legătură, monolitizarea şi întărirea mortarului.

8. DATE TEHNICO-ECONOMICE

Pe baza materialului de care am dispus nu este posibil să facem o analiză tehnico-economică detaliată a soluţiilor trecute în revistă cu atît mai mult cu cît este vorba de condiţii diferite de industrializare, preţuri etc., iar indicii se referă doar la structura acoperişului.

În privinţa consumului de materiale este îndeobşte recunoscut că plăcile curbe subţiri, chiar prefabricate, consumă mai puţin beton şi oţel-beton decît structurile liniare.

Ordinul acestor reduceri este pentru paraboloizii hiperbolici [1.1] de :

28—47 % la consumul de beton,
25—42 % la consumul de oţel.

Este interesant de menţionat modul în care intervine consumul de beton şi armături [1.4] :

60—65 % în elementele prefabricate,
20—25 % în fermele de pe contur,
14—15 % în betonul de monolitizare.

Se remarcă consumul ridicat pe care îl necesită monolitizările, fiind vorba de soluţia cu elemente prefabricate de 3 × 3 m.

De altfel pînă la 35 % din manoperă revine tocmai monolitizării.

Unele date în privinţa montajului au fost date în paragraful precedent.

9. CAUZELE FOLOSIRII REDUSE A PLĂCILOR CURBE SUBŢIRI

Din examinarea paragrafelor precedente a reieşit că, cu tot interesul evident manifestat în străinătate, şi în special în U. R. S. S., pentru prefabricarea (industrializarea) acoperişurilor din plăci curbe subţiri de beton armat, aplicarea lor nu a căpătat o răspîndire de masă.

Cauzele folosirii reduse par a fi, după unii autori ([1.1], [1.2], [1.3], [1.11], [1.17], [1.19]), următoarele :

1 — Reţeaua pătrată de stîlpi cu deschidere mare (peste 10 m) nu a avut pînă în prezent o justificare tehnico-economică.

2 — Nu există metode simple de calcul.

3 — Consum mare de manoperă de montaj.

4 — Nu s-au rezolvat complet o serie de probleme constructive privind :

— luminătoare pentru iluminarea naturală,
— încălzirea şi ventilaţia clădirilor,
— scurgerea apelor de pe învelitoare,
— suspendarea utilajelor de ridicat şi a conductelor.

5 — Nu există suficiente cercetări experimentale pentru cunoaşterea acţiunii forţelor localizate, a efectului dinamic al mijloacelor de transport, precum şi a influenţei încărcărilor repetate asupra stabilităţii locale şi generale a plăcii.

6 — Pentru montaj sînt necesare utilaje speciale şi schele complicate.

7 — Monolitizările necesită mult timp şi consumă o cantitate apreciabilă din totalul de beton pus în operă.

10. CONCLUZII

În prima parte a studiului am examinat condiţiile pe care trebuie să le îndeplinească structurile eficiente de acoperişuri pentru halele industriale şi construcţii de deschidere mare, iar în partea a doua s-a analizat experienţa obţinută în această direcţie în străinătate şi în ţară.

Principalele concluzii care se pot trage în această direcţie sînt :

1. Atît în străinătate, cît, în oarecare măsură, şi la noi în ţară se constată efortul de a introduce acoperişurile în formă de plăci curbe subţiri de beton armat, alcătuite din prefabricate uzinate, la care operaţiile pe şantier se reduc doar la montaj şi monolitizări.

2. Formele de suprafeţe folosite sînt destul de variate, însă trebuie să fie simple, pentru a face tipizarea eficientă.

3. Elementele care se pretează cel mai bine la tipizare şi uzinare sînt elementele de 3×3 m, care alcătuiesc suprafeţele de translaţie. Tehnologia de confecţionare este relativ simplă, însă necesită linii tehnologice speciale în fabricile de prefabricate.

Elementele de dimensiuni mai mari (pînă la 12 m deschidere) sînt mai greu de confecţionat din cauza formei lor curbe şi se pretează mai puţin la transport. Din această cauză, este mai indicată preturnarea lor pe şantier. În acest mod însă, elementele de dimensiuni mari nu mai răspund condiţiei de industrializare maximă.

4. Îmbinările şi montajul sînt operaţii dificile, necesitînd un consum mare de material şi manoperă.

Betonul din monolitizări atrage pînă la 15 % din consumul total de beton din structura acoperişului, iar montajul implică fie o cantitate mare de schelărie, fie cintre metalice de inventar costisitoare şi care sînt blocate mult timp pentru întărirea betonului de monolitizare.

5. Consumurile de materiale (beton și oțel-beton) sînt mai reduse decît la structurile din soluțiile liniare, însă în condițiile unei industrializări a procesului de execuție, nu mai sînt indicatorii principali pentru aprecierea eficienței unei soluții.

6. Soluția ingenioasă de montaj în consolă, fără folosirea schelelor (vezi acoperișurile din Shaltubo și Tbilisi [1.20]), este aplicabilă doar pentru forme în plan circulare. În cazul unei trame pătrate, este necesară executarea monolită a centurilor și a colțurilor, pentru crearea conturului circular de la care să înceapă montajul prefabricatelor.

7. Procedeul de mai sus mai prezintă dezavantajul că necesită un număr mare de tipuri de prefabricate.

8. O serie de aspecte constructive ale soluțiilor spațiale nu sînt rezolvate încă în mod satisfăcător, cum ar fi :

— problema luminătoarelor,
— a tavanului tehnic,
— a mijloacelor de transport suspendat în hală.

9. Ultimul simpozion IASS ținut la Budapesta (30 august — 3 septembrie 1965) a avut consacrată una dintre tematici tocmai problemelor privind : „reduceri la cofraje, schelărie, manoperă și structuri tipizate”.

Articolul lui Rühle publicat în paginile acestei reviste [9] reprezintă o excelentă sinteză a lucrărilor prezentate ; se poate totuși afirma că nu s-a obținut nici un progres față de rezultatele examinate în studiul nostru.

10. Ținînd seamă de considerentele de mai sus, reiese că, deocamdată, soluțiile cu plăci curbe subțiri prefabricate nu împlinesc încă toate deziderațele cerute unei soluții eficiente din punct de vedere tehnico-economic.

Bibliografie

[1] Construcții spațiale în U.R.S.S., Stroiizdat, 1964

[1.1] Costiokovski M. G., Jukovski E. Z. : *Cu privire la alegerea tipurilor raționale și stabilirea domeniului de folosire a elementelor de construcție spațiale din beton armat prefabricate și îmbinate prin monolitizare, destinate pentru clădiri industriale,* p. 21—42

[1.2] Levințki L. C., Logașev G. L. : *Planul de introducere a elementelor de construcție spațiale prefabricate din beton armat, pentru acoperișuri, în regiunea economică Leningrad,* p. 43—47.

[1.3] Abovskii V. P., Gleizer M. A. : *Experiența căpătată în domeniul construcțiilor experimentale și perspectivele introducerii acoperișurilor din elemente de construcție spațiale, în cadrul consiliului economiei naționale din Krasnoiarsk,* p. 47—59.

[1.4] Șapiro A. V. : *Plăci subțiri pleoștite, prefabricate din beton armat, cu curbură pozitivă, pe contur dreptunghiular,* p. 101—113.

[1.5] Șagal G. M. : *Acoperișuri de deschideri mari,* p. 114—118.

[1.6] Bartenev V. S. :*Acoperișuri de beton armat în formă de plăci subțiri ortotrope cu dublă curbură,* p. 123—128.

[1.7] Rjanițîn A. R. : *Echilibrul limită al plăcilor curbe subțiri pleoștite,* p. 129—136.

[1.8] Nikireev V. M. : *O metodă aproximativă pentru calculul plăcilor curbe subțiri pleoștite,* p. 190—199.

[1.9] Kan S. N., Șkolnîi P. A. : *Cu privire la stabilitatea plăcilor curbe subțiri de beton armat,* p. 200—206.

[1.10] Prohorov S. V. : *Calculul acoperișurilor de beton armat în formă de plăci curbe subțiri ținînd seama de modul în care lucrează armătura constructivă,* p. 209—213

[1.11] Lobanov N. D. : *Hale industriale universale cu acoperișuri din plăci subțiri cu dublă curbură din beton armat prefabricat,* p. 214—218.

[1.12] Selețki F. K. : *Acoperișuri din plăci subțiri cu dublă curbură din beton armat prefabricat, pentru hale comerciale,* p. 219—223.

[1.13] Golinkin O. B. : *Unitatea dintre arhitectură și elementele de construcție,* p. 224—227.

[1.14] Kronrod A. A. : *Confecționarea și montarea plăcilor subțiri cu dublă curbură prefabricate,* p. 228—233.

[1.15] Emdin N. A. : *Experiența confecționării și montajului plăcilor curbe subțiri din beton armat prefabricat,* p.234—238.

[1.16] Medvedev E. P. : *Folosirea vibropreselor de dimensiuni mari pentru confecționarea elementelor de plăci subțiri cu dublă curbură din beton armat,* p. 246—250.

[1.17] Varakin V. I., Juravski N. A., Kronrod A. A., Malișev V. P. : *Cercetări asupra comportării sub sarcini concentrate a plăcilor subțiri cu dublă curbură, din beton armat prefabricat,* p. 254—260.

[1.18] Rubincik M. I. : *Plăci subțiri cilindrice alcătuite din elemente prefabricate de beton armat monolitizate între ele și plăci subțiri avînd curbura lui Gauss negativă, de tipul paraboloizilor hiperbolici,* p. 290—294.

[1.19] Kozlov V. S. : *Soluții constructive spațiale de acoperișuri de la obiectivele construcțiilor experimentale din Kiev,* p. 336—349.

[1.20] Kadjaia D. I. : *Tipuri noi de plăci curbe subțiri din elemente prefabricate ce se montează fără schele de susținere,* p. 372—385.

[1.21] Djughli D. D., Jorjoliani N. D., Lordkipanidze R. S., Losaberidze G. D., Sarigo S. P., Cikovani N. S. : *Cercetarea experimentală a cupolei palatului sporturilor din Tbilisi,* p. 386—392.

[1.22] Jukovski E. Z. : *Plăci subțiri prefabricate avînd curbura lui Gauss negativă și pozitivă, alcătuită din panouri mari, destinate pentru rețele dreptunghiulare de stîlpi,* p. 401—411.

[1.23] Horenstein B. V. : *Plăci subțiri din beton precomprimat, în formă de paraboloizi hiperbolici,* p. 412—416.

[2] Construcții și mecanizare în construcții, caiete selective. Traduceri I.D.T.

[2.1] Stachueski W. : *Acoperișuri sferice prefabricate. C.S.* 3, 1—9 (1958) (traducere după Inzyneria i Budownictvo XIV, 4, 165—170, 1957).

[2.2] Țeitlin A. A. : *Depozit de cereale cu acoperiș boltit din plăci subțiri prefabricate din beton armat* C.S. 11, 4—8, 1958 (traducere după Novaia Tehnica i peredovoi opît o stroitlstve, 3, 8—11 1958).

[2.3] Ruzicska B. : *Analiza concursului de proiecte pentru hale cu un singur nivel C.S.* 6, 3, 141—153, 1961, (traducere după Magyar Epitöipar, IX, 6, 271—285, 1960).

[2.4] Naiman I. M. : *Montarea unei cupole alcătuite din elemente prefabricate de beton armat,* C.S. 1, 10, 533—535, 1961 (traducere după Montajnîe i spețializirovannie raboti v stroitelstva 12, 19—21, 1960).

[2.5] Dornacher S. : *Lucrările de montare și de pretensionare a unui acoperiș prismatic, asamblat din elemente prefabricate,* C.S. 6, 12, 660—668, 1961, (traducere după Bauplanung-Bautechnik, 14, 6, 243—250, 1960).

[2.6] Grutman N. S., Rivkin S. A., Skacikov I. A. : *Învelitoare subțire din beton armat, asamblată din elemente pre. fabricate la circul din Kiev.* C.S. 7, 2, 63—67, 1962, (traducere după Beton i Jelezobeton, 4, 180—184, 1962).

[2.7] Kadjaia D. I. : *Cupola prefabricată de beton armat a Palatului Sporturilor din Tbilisi.* C.S. 7, 8, 421—425, 1962 (traducere după Beton i Jelezobeton, 10, 461—465, 1961).

[2.8] Jukovski E. Z. : *Acoperișuri în formă de învelișuri subțiri asamblate din panouri mari, dreptunghiulare, curbe, din beton armat* C.S. 7, 12, 690—695, 1962 (traducere după Beton i Jelezobeton, 4, 170—174, 1962).

[2.9] Sahnovski K. V. :*Învelitori subțiri cu deschideri mari, din elemente prefabricate din beton armat, folosite la construcțiile din Leningrad,* C.S. 8, 2, 82—88, 1963 (traducere după Beton i Jelezobeton, 5, 193—198, 1962).

[2.10] Kostiukovski M. G., Jukovski E. Z. : *Analiza tipurilor de plăci subțiri prefabricate monolite din beton armat, pentru acoperișurile clădirilor industriale.* C.S. 9, 5, 250—255, 1964 (traducere după Beton i Jelezobeton, 11, 485—489, 1963).

[2.11] Pavlov A. P., Horenstein B. V., Vinogradov G. C. ș.a. : *Folosirea plăcilor subțiri cilindrice.* C.S. 9, 5, 255—261, 1964 (traducere după Beton i Jelezobeton, 11, 489—495, 1963).

[3] Ciaburin S. P., Lobanov N. D. : *Plăci curbe subțiri de deschidere mare.* Beton i Jelezobeton, 11, 483—485, 1959.

[4] Plakida N. A. : *Construcții spațiale din beton armat* (traducere din limba rusă) I.D.T. București, 1960.

[5] INCERC : *Elemente mari uzinate din armociment.* Studiu și referat cu concluzii pentru elemente asamblate. Poz. plan IV—B—1b/1962.

[6] *** : *Instrucțiuni pentru proiectarea acoperișurilor și planșeelor din plăci curbe subțiri din beton armat* (traducere din limba rusă). Editura Tehnică, București, 1963.

[7] Rühle H. : *Some Fundamental Observations on the Present and Future Development of Precast Concrete Shells,* p. 383—394. World Conference on Shell Structures. Proceedings. October 1—4, 1962. San Francisco, California, National Academy of Sciences, 1964.

[8] Gluhovski G. A. : *Unele probleme legate de montarea plăcilor prefabricate.* Comunicare la Simpozionul IASS, Budapesta, 30 august — 3 septembrie 1965.

[9] Rühle H. : *Unele rezultate importante în construcția plăcilor curbe subțiri.* Simpozion IASS—Budapesta 1965, Revista construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 7, 1966.

O soluţie nouă de realizare a planşeelor în flux cu pereţii la construcţiile cu mai multe niveluri

Contribuţie la executarea construcţiilor în cofraje glisante

Ing. Gh. Neagu
D.S.A.P.C. – Braşov

Metoda cofrajelor glisante rezolvă relativ destul de simplu executarea pereţilor, aceştia rezultînd ca urmare firească a operaţiei de glisare şi betonare.

Realizarea planşeelor prezintă însă anumite dificultăţi, datorită în principal faptului că acestea sînt elemente de construcţie desfăşurate pe orizontală, deci perpendicular pe direcţia de glisare.

Pînă în prezent la noi s-au aplicat trei metode principale de realizare a planşeelor :

— Planşee monolite turnate pe cofraje de inventar organizate de obicei în flux independent de turnarea pereţilor ; ca subvariante se folosesc procedeul de turnare cu cofraj coborîtor şi procedeul cu pachete de cofraje şi armături prefabricate suspendate de cofrajul glisant.

— Planşee mixte realizate din dulapi precomprimaţi prefabricaţi cu suprabetonare.

— Planşee prefabricate - cele mai utilizate - realizate sub forma de panouri prefabricate de mărimea unei camere ; o subvariantă este aceea a planşeelor liftate preturnate în interiorul construcţiei.

Toate aceste metode au următoarele elemente caracteristice comune:

1. Pereţii construcţiei sînt deja turnaţi în momentul executării planşeului, realizînd un fel de tuburi verticale.
2. Rezemarea planşeelor pe pereţii deja turnaţi se face discontinuu sub formă punctuală, în goluri lăsate la turnarea pereţilor.
3. Executarea planşeelor se realizează într-un lanţ tehnologic organizat de obicei independent de turnarea pereţilor.
4. Întrucît pereţii sînt deja turnaţi, operaţiile de executare a planşeelor se realizează în condiţii în general destul de grele, ca şi cum s-ar executa planşee într-o construcţie existentă.

Dintre metodele susmenţionate cel mai mult s-a impus metoda planşeelor prefabricate, datorită în special economiilor însemnate la cofraje.

La şantierul de locuinţe Steagul Roşu din Braşov, Trustul 5 Construcţii Braşov*) a aplicat un procedeu de realizare a pereţilor şi planşeelor în acelaşi lanţ tehnologic prin metoda *glisării intermitente.*

Prin acest procedeu s-au realizat două construcţii identice (fig. 1) cu următoarele caracteristici :

— suprafaţa construită 270 m^2
— număr de niveluri $(s + p + 11)$ 13 niveluri
— apartamente convenţionale 48
— apartamente fizice 44.

Structura de rezistenţă este de tip fagure, cu diafragme interioare de 15 cm şi diafragme exterioare realizate sub forma de sandviş : 15 cm beton de rezistenţă, 10 cm beton termoizolator sub formă de plăci de beton celular autoclavizat şi 5 cm beton protecţie (fig. 2).

Procesul tehnologic prin metoda glisării intermitente se desfăşoară în linii mari ca în metoda obişnuită a cofrajelor glisante. Montarea cofrajului, pornirea glisării, ridicarea cofrajului se fac în mod obişnuit. După ce turnarea betonului a ajuns la cota inferioară a plăcii planşeului, cofrajul continuă să se ridice fără betonare cu acelaşi ritm pînă cînd astereala inferioară a cofrajelor ajunge la cota superioară a planşeului. În această poziţie (fig. 3) cofrajul se opreşte permiţînd executarea planşeului.

În momentul cînd cofrajul începe să gliseze în gol se deschid trapele mari din podina superioară şi se începe executarea cofrajului pentru planşeu. Cofrajul reazemă pe grinzi principale suspendate prin tiranţi reglabili de jugurile cofrajului glisant (fig. 4). Tiranţii sînt astfel reglaţi ca, în momentul cînd cofrajul glisant a ajuns la cota de oprire, cofrajul planşeului să se afle la cota inferioară a plăcii planşeului.

O dată ajuns cofrajul planşeului la cotă, se face calarea acestuia (fig. 5), se sprijină grinzile principale pe popi şi se eliberează tiranţii de suspendare. După armarea planşeului se efectuează betonarea acestuia cu aceleaşi utilaje ca şi la betonarea pereţilor. Betonarea fiind terminată, se închid trapele mari şi se porneşte glisarea pentru realizarea unui nou nivel, repetîndu-se operaţiile de mai sus.

Din figura 6 se vede că glisarea se realizează discontinuu, intermitent, de unde i s-a dat şi denumirea de glisare intermitentă.

Diferitele operaţii de realizare a pereţilor şi planşeelor alcătuiesc un ciclu care se repetă pentru fiecare nivel.

Avînd la bază criteriul deplasării pe verticală a cofrajului glisant, ciclul de realizare a unui nivel cuprinde următoarele trei faze (fig. 7 şi fig. 3).

Faza I - Glisare cu betonare. Cofrajul se deplasează pe verticală de la cota superioară a planşeului inferior pînă ce marginea superioară a cofrajului ajunge la cota inferioară a planşeului :

$$h_1 = h_n - (h_p + h_c)$$

în care

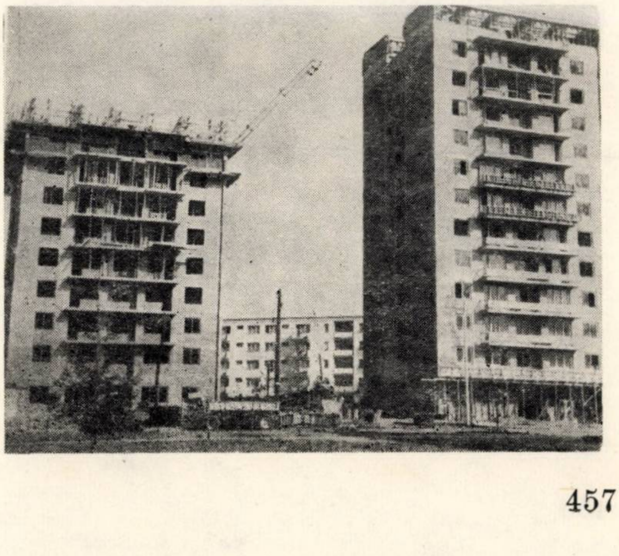
h_1 este înălţimea de deplasare a cofrajului ;
h_n — înălţimea de construcţie a unui nivel ;
h_p — grosimea planşeului ;
h_c — înălţimea panourilor cofrajului glisant.

În această fază se realizează armarea şi betonarea pereţilor de la cota superioară a planşeului inferior pînă la cota inferioară a planşeului curent.

Faza II - Glisarea în gol. Cofrajul se deplasează pe verticală fără betonare de la cota inferioară a planşeului curent pînă ce partea inferioară a cofrajului a ajuns la cota superioară a planşeului :

$$h_2 = h_c + h_p .$$

Fig. 1. Vedere generală a blocurilor



---

*) Aplicarea metodei s-a făcut sub îndrumarea ing. Lascu, ing. Dunkler şi maistrului Marin de la Întrep. 501 Locuinţe Braşov.

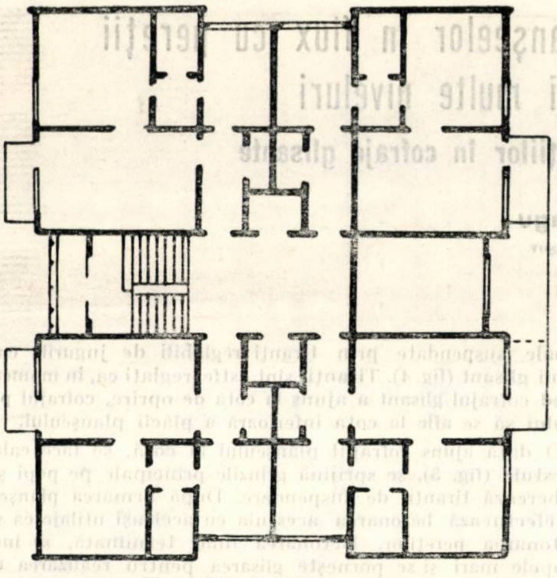


Fig. 2. Planul nivelului curent

În această fază se realizează cofrajul planșeului curent rezemat pe grinzile principale, suspendate de tiranți, legate de cofrajul glisant.

Faza III - Staționare. Cofrajul rămîne la cota de la sfîrșitul fazei II :

$$h_3 = 0.$$

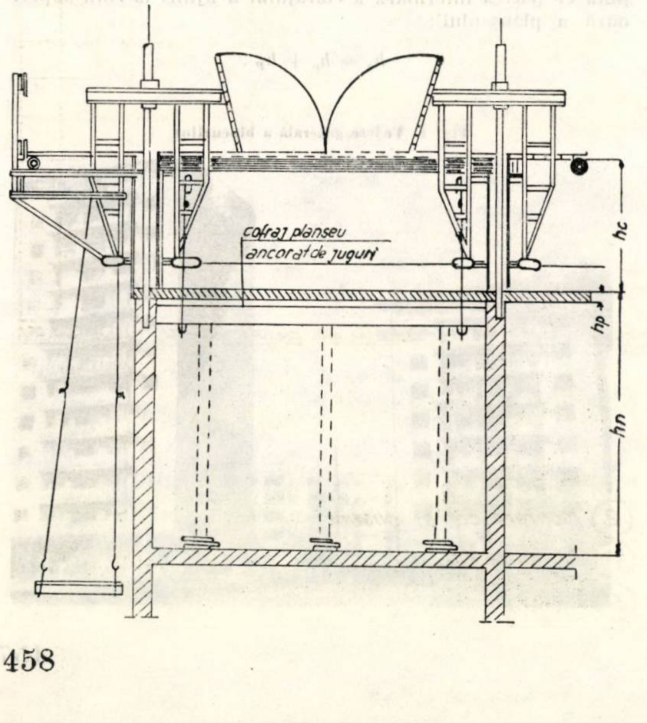
În această fază se face calarea cofrajului planșeului la cota definitivă, se eliberează tiranții rezemînd planșeul pe popi, se face armarea și betonarea planșeului.

Teoretic ciclul de realizare a unui nivel se poate desfășura într-un interval de două zile, repartizarea pe faze fiind următoarea :

Faza I	24 ore	— 3 schimburi
Faza II	8 ore	3 schimburi
Faza III	16 ore	
TOTAL :	48 ore	

Formația de lucru cuprinde toate specialitățile necesare cofrării, armării și betonării. Această formație a avut în medie următoarea componență :

Fig. 3. Poziția cofrajului în timpul turnării planșeului



— Echipa permanentă pentru toate fazele :
4 dulgheri
4 fierari-betoniști
6 zidari-betoniști
14 muncitori necalificați
3 mecanici.

— În faza de cofrare a planșeelor se mai adăugau 6 dulgheri.

— În faza de armare a planșeelor se mai adăugau 4 fierari-betoniști.

Lucrările erau conduse de către un maistru și îndrumate de un inginer.

Practic, în experimentarea de la șantierul Steagul Roșu s-a realizat un ciclu mediu de 2,4 zile, ciclul maxim fiind de 3,2 zile și ciclul minim de 2,1 zile.

Depășirea față de ciclul teoretic se datorește în special începerii cofrării planșeului curent cu întîrziere, precum și prelungirii duratei operației de betonare a planșeului.

De asemenea trebuie menționat faptul că ciclul s-ar fi redus dacă nu ar fi existat o serie de întreruperi netehnologice (lipsă de brațe de muncă, defecte la instalația de ridicare, betoniere, macara etc.), care se ridică la circa 0,2...0,5 zile/nivel.

Din cele de mai sus rezultă că printr-o organizare corespunzătoare a șantierului se poate realiza o durată a ciclului sub două zile.

Pentru realizarea ciclului menționat cofrajul glisant are următoarele particularități :

— Platformele de lucru superioare au prevăzute pentru fiecare cameră trape cu dimensiuni mari (2—3 m lățime și 3—4 m lungime) acoperite cu podine mobile (fig. 3), ce se pliază în fazele a II-a și a III-a ale ciclului pentru a permite armarea și betonarea planșeului curent.

— Platformele inferioare suspendate din interiorul camerelor sînt eliminate, operațiile ce se executau de pe aceste platforme executîndu-se acum de pe planșeul turnat anterior.

— Astereala cofrajului glisant de la pereții exteriori depășește pe cea a cofrajului interior cu 10—15 cm pentru a constitui la turnarea betonului din planșeu cofrajul exterior al acestuia.

— Tecile pentru protecția tijelor de susținere se prelungesc de la partea inferioară a asterelei cofrajului glisant cu 20—30 cm pentru asigurarea protecției tijelor și în fazele a II-a și a III-a ale ciclului ; de asemenea, deoarece lungimea de flambaj a tijelor în timpul fazelor a II-a și a III-a ale ciclului se mărește foarte mult, pentru împiedicarea flambajului s-au înlocuit tecile din tablă cu teci din țeavă de construcții.

— Deoarece, în fazele a II-a și a III-a ale ciclului, astereala cofrajului glisant iese deasupra betonului turnat în pereți, pentru asigurarea stabilității întregului cofraj glisant și a ghidării acestuia pe verticală, se prevăd ghidaje speciale amplasate în puncte ale construcției cu continuitate pe verticală : colțuri exterioare, colțuri interioare ale casei ascensorului etc.

— Pentru susținerea cofrajului planșeului în timpul fazei a II-a de glisare în gol, s-au prevăzut tiranți reglabili ce susțin grinzile principale ale cofrajului planșeului și transmit sarcinile acestora la jugurile cofrajului glisant.

Pentru a putea aprecia această variantă a metodei cofrajelor glisante s-a făcut o comparație între varianta experimentală și varianta cu planșee prefabricate, care este cea mai folosită astăzi.

Pentru aceasta s-a întocmit un grafic comparativ între blocul experimentat la Steagul Roșu și un bloc ipotetic cu aceeași suprafață și același număr de niveluri realizat cu planșee prefabricate (fig. 6).

Pentru blocul experimentat s-a considerat pasul mediu de 2,4 zile/nivel, iar la celălalt s-a admis un pas de glisare de 1 nivel/zi.

Din analizarea acestui grafic se constată următoarele :

— Durata totală T_1 (T_1' respectiv T_1'') de realizare a construcției se reduce cu circa 10% în varianta cu planșee monolite față de varianta cu planșee prefabricate.

$T_1' = 130$ zile - la soluția cu planșee monolite

$T_1'' = 145$ zile - la soluția cu planșee prefabricate

$$\Delta T_1 = \frac{T_1'' - T_1'}{T_1''} \cdot 100 = 10\%.$$

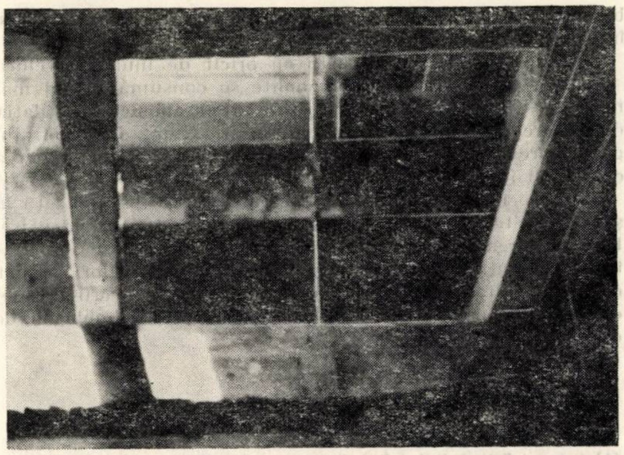


Fig. 4. Grinzile principale ale cofrajului planșeului suspendate de tiranți

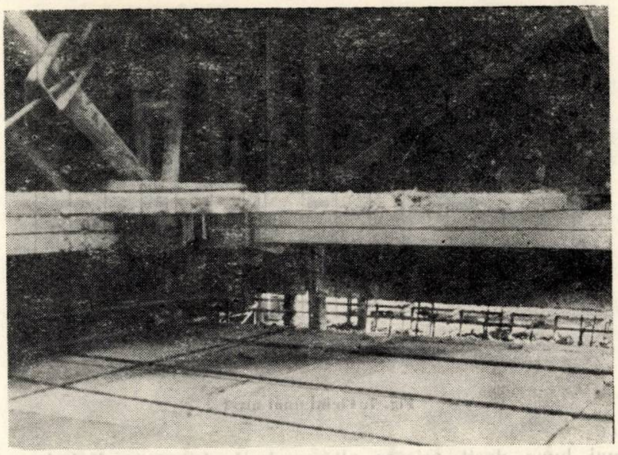


Fig. 5. Armarea planșeului pe cofrajul demontabil

— Durata T_2 (T_2' respectiv T''_2) de la începutul suprastructurii pînă la începerea finisajelor se reduce în soluția cu planșee monolite cu 37% față de soluția cu planșee prefabricate.

$T_2' = 25$ zile - la soluția cu planșee monolite

$T_2'' = 40$ zile - la soluția cu planșee prefabricate

$$\Delta T_2 = \frac{T_2'' - T_2'}{T_2''} \cdot 100 = 37\,\%.$$

Reducerile de timp menționate mai sus ar putea fi și mai mari dacă ciclul de realizare a unui nivel prin glisarea intermitentă s-ar efectua în maximum 2 zile. În acest caz $T_2' = 20$ zile, $T_1' = 125$ zile, deci $\Delta T = 14\,\%$.

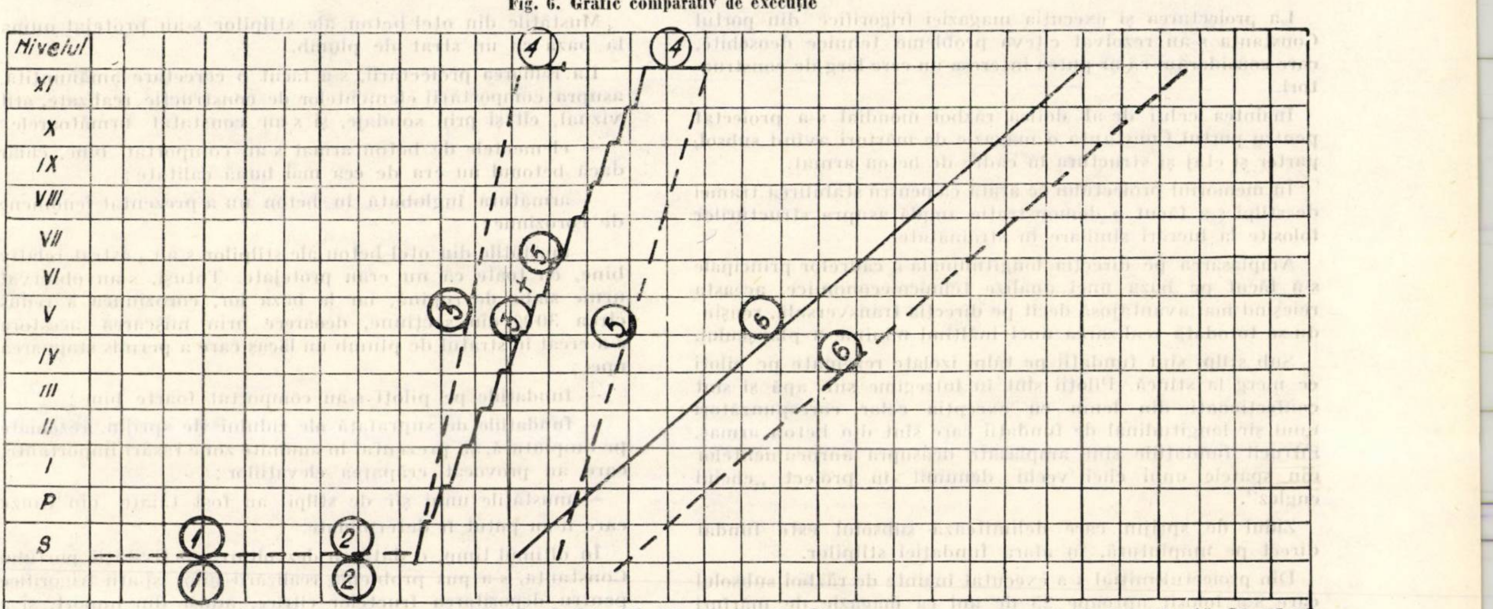
De asemenea, din compararea celor două variante, se mai fac următoarele constatări cu privire la avantaje și dezavantaje :

— Organizarea de șantier la soluția cu planșee monolite este mai simplă, întreaga lucrare realizîndu-se monolit ; la soluția cu planșee prefabricate organizarea de șantier trebuie să țină seamă de preturnarea și montarea prefabricatelor.

— La soluția cu planșee monolite, printr-un singur lanț tehnologic se realizează întreaga structură de rezistență ; la cealaltă sînt necesare trei lanțuri tehnologice : pereți, preturnare planșee, montare și monolitizare planșee.

— În soluția cu planșee monolite și glisare intermitentă operația de betonare se face prin trapele mari din platforma superioară, cu un anumit spor de manoperă, în condiți

Fig. 6. Grafic comparativ de execuție



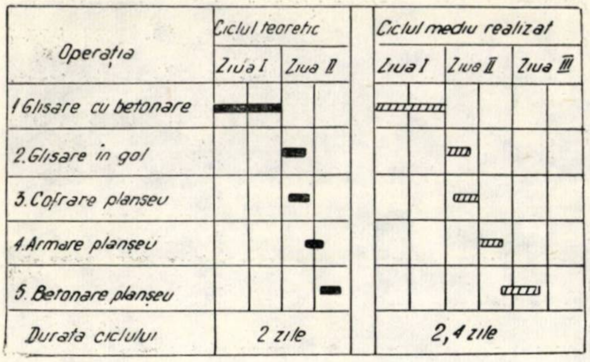


Fig. 7. Ciclul unui nivel

mai bune decît oricare altă metodă, turnarea făcîndu-se sub cofrajul glisant.

— Prin rezemarea continuă şi armarea continuă a planşeelor, în soluţia cu glisare intermitentă se realizează o rigiditate superioară a întregii construcţii ; totuşi rosturile de lucru în pereţi, la fiecare nivel, pot duce, cu multă probabilitate, la situaţia ca betonul să nu fie cu totul corespunzător în zona de oprire şi reluare a betonării.

— Se pot realiza construcţii cu oricît de multe niveluri.

— În soluţia cu planşee monolite se consumă cofraj mai mult decît în soluţia cu prefabricate ; de asemenea, instalaţia de glisare este imobilizată mai mult timp, iar cofrajul glisant are elemente care-l complică : trapele mobile, ghidarea cofrajului în gol etc.

Această metodă cu glisare intermitentă a fost aplicată la şantierul Steagul Roşu din Braşov la două blocuri identice. Dacă se organizează minuţios şantierul şi dacă se îmbunătăţesc operaţiile de armare şi cofrare a planşeelor, se pot obţine rezultate destul de bune pe linia reducerii duratei de execuţie a construcţiilor şi îmbunătăţirii tehnologiei de execuţie a acestora.

Bibliografie

[1] x x x : *Proiect D.S.A.P.C.-Braşov* nr. 152/1965.
[2] x x x : *Executarea blocurilor de locuinţe de lungime mare cu ajutorul cofrajelor glisante şi cu folosirea planşeelor prefabricate.* IDT-Bucureşti, 1964.
[3] Dinescu T. ş.a. : *Executarea construcţiilor cu cofraje glisante*, Ed. Tehnică Bucureşti, 1963.
[4] Airinei G. ş.a. : *Îndrumătorul montatorului de cofraje glisante*, Ed. Tehnică Bucureşti, 1964.

Magazia frigorifică din portul Constanţa[*]

Ing. I. Neacşu
Laureat al Premiului de Stat
INCERC

Ing. V. Munteanu
I.P.B.

La proiectarea şi execuţia magaziei frigorifice din portul Constanţa s-au rezolvat cîteva probleme tehnice deosebite, care considerăm că ar putea interesa un cerc larg de constructori.

Înaintea celui de al doilea război mondial s-a proiectat pentru portul Constanţa o magazie de mărfuri avînd subsol, parter şi etaj şi structura în cadre de beton armat.

În memoriul proiectului se arată că pentru stabilirea tramei de stîlpi s-a făcut o demonstraţie amplă asupra structurilor folosite la lucrări similare în străinătate.

Amplasarea pe direcţia longitudinală a cadrelor principale s-a făcut pe baza unei analize tehnico-economice, aceasta reieşind mai avantajosă decît pe direcţia transversală, reuşindu-se totodată realizarea unei înălţimi minime a planşeului.

Sub stîlpi sînt fundaţii pe tălpi izolate rezemate pe piloţi ce merg la stîncă. Piloţii sînt în întregime sub apă şi sînt confecţionaţi din lemn cu excepţia celor corespunzători unui şir longitudinal de fundaţii care sînt din beton armat, întrucît fundaţiile sînt amplasate deasupra anrocamentelor din spatele unui chei vechi denumit în proiect „cheiul englez".

Zidul de sprijin care delimitează subsolul este fundat direct pe umplutură, în afara fundaţiei stîlpilor.

Din proiectul iniţial s-a executat înainte de război subsolul care s-a folosit aproape 25 de ani ca magazie de mărfuri generale, iar planşeul ca platformă de depozitare în aer liber.

Pentru protecţia betonului, s-a turnat peste planşeu un strat de asfalt.

Mustăţile din oţel-beton ale stîlpilor s-au protejat numai la bază cu un strat de plumb.

La reluarea proiectării, s-a făcut o cercetare amănunţită, asupra comportării elementelor de construcţie realizate, atît vizual, cît şi prin sondaje, şi s-au constatat următoarele :

— elementele de beton armat s-au comportat bine, chiar dacă betonul nu era de cea mai bună calitate ;

— armătura înglobată în beton nu a prezentat fenomene de coroziune ;

— mustăţile din oţel-beton ale stîlpilor s-au păstrat relativ bine, cu toate că nu erau protejate. Totuşi, s-au observat urme slabe de rugină, iar la baza lor, coroziunea a redus circa 30 % din secţiune, deoarece prin mişcarea acestora s-a creat în stratul de plumb un lăcaş care a permis stagnarea apei ;

— fundaţiile pe piloţi s-au comportat foarte bine ;

— fundaţiile de suprafaţă ale zidului de sprijin, rezemate pe umplutură, au prezentat în anumite zone tasări importante, care au provocat crăparea elevaţiilor ;

— mustăţile unui şir de stîlpi au fost tăiate din cauze care n-au putut fi determinate.

În ultimul timp, o dată cu dezvoltarea activităţii portului Constanţa, s-a pus problema realizării unor spaţii frigorifice pentru depozitarea fructelor citrice, aduse din import, şi a alimentelor necesare aprovizionării vapoarelor.

Pentru satisfacerea acestor necesităţi s-a considerat că cea mai avantajoasă soluţie ar fi execuţia, peste subsolul existent, a celor două niveluri preconizate în proiectul iniţial.

Noua funcţiune a spaţiilor ce trebuiau create, stadiul diferit al tehnicii de construcţie şi exigenţa sporită în ceea ce priveşte plastica pentru o construcţie amplasată pe cheiul de călători al gării maritime au necesitat rezolvarea unor probleme deosebite, atît de către proiectanţi, cît şi de către executanţi. În cele ce urmează, se vor menţiona cele mai interesante.

---

[*] Proiectant general : ISCAS
Şef proiect : ing. Neacşu I.
Proiectanţi arhitectură : arh. Lupu Virginia şi arh. Ionescu C.
Proiectanţi de rezistenţă : ing. Neacşu I. şi ing. Dabija Fl.
Proiectant de specialitate pentru instalaţia frigorifică : Inst. Proiect-Bucureşti
Şef proiect instalaţii frigorifice : ing. Munteanu V.
Executant : Întrepr. de constr. hidrotehnice Constanţa, şef lot ing. Chiriac C.

ARHITECTURA

La stabilirea partiului de arhitectură s-au avut în vedere următoarele considerente :

— folosirea cît mai judicioasă a spaţiilor disponibile pentru a obţine o suprafaţă maximă de depozitare ;

— asigurarea unor condiţii cît mai bune de exploatare, prin prevederea unor căi de circulaţie cît mai directe, pentru oameni şi mărfuri, corespunzător dimensionate, care să permită folosirea la maximum a mijloacelor mecanizate de transport pe întregul flux (vapor-macarale de chei-rampa de încărcare-mecanizare de interior-camere de depozitare frigorifică-mecanizate de interior-vagoane c. f.) ;

— separarea celor două funcţiuni principale : depozitarea fructelor şi depozitarea alimentelor pentru vapoare ;

— prevederea şi echiparea spaţiilor necesare instalaţiilor tehnologice şi personalului care administrează şi deserveşte magazia.

Soluţia de partiu adoptată pe baza acestor considerente şi-a dovedit din plin valabilitatea în timpul exploatării.

Cu toată monotonia pe care o conferă de regulă funcţiunea depozitelor frigorifice prin lipsa golurilor, s-a reuşit ca plastica faţadelor să fie plăcută şi cu un pronunţat caracter modern, asigurat prin dantelăria acoperişului cutat, placarea pereţilor, pe înălţimea etajului, cu chesoane cu feţe în relief şi printr-un colorit viu.

Fără a-şi ascunde funcţiunea, prin proporţia volumului şi tratarea faţadei, construcţia poartă amprenta epocii în care a fost construită şi se armonizează bine cu faţada gării maritime din apropiere.

IZOLĂRI FRIGORIFICE

În scopul reducerii intrărilor de căldură din exterior s-a realizat o izolare frigorifică la toate camerele de depozitare.

Izolarea camerelor s-a făcut în sistemul izolării individuale a fiecărei camere în parte, întrucît sistemul constructiv al frigoriferului n-a permis realizarea unei cămăşi exterioare continue, iar camerele de la parter şi etaj nu se suprapun exact.

Ca material izolator s-au folosit plăcile de plută expandată aglomerată cu bitum tip „ASKO". Calculul de dimensionare a grosimii izolărilor s-a făcut admiţînd un flux de căldură mediu de 10 kcal/m^{2}h, considerat ca economic. Plăcile de plută au fost aplicate prin lipire cu bitum pe suprafeţele tratate cu un amorsaj de bitum care constituie o barieră de vapori, evitînd pătrunderea umidităţii de la exterior spre zonele mai reci din interior.

La pereţi, plăcile de plută sînt menţinute cu ajutorul unei reţele de siguranţă, din oţel rotund, legate cu mustăţi fixate în zidărie. La fel şi la plafoane, plăcile sînt menţinute de o reţea de siguranţă fixată cu mustăţi legate de armătura plăcii de beton înainte de turnarea acesteia. De reţeaua de siguranţă este cusută o plasă de rabiţ pe care s-a aplicat apoi o tencuială.

Instalaţii tehnologice şi frigorifice

Depozitul frigorifer cuprinde două grupuri de încăperi răcite : cel mai numeros şi mai mare ca suprafaţă este depozitul propriu-zis destinat pentru păstrarea de fructe citrice, care se importă şi urmează să fie distribuite în ţară ; al doilea grup cuprinde patru camere destinate păstrării alimentelor pentru aprovizionarea echipajelor vaselor de transport.

Descărcarea mărfurilor se face cu ajutorul bigelor de pe vase şi al macaralelor de pe cheiul portului. Lăzile se depun pe rampa de la parter sau pe terasele de la etaj, de unde se transportă spre camere cu cărucioare. Transportul între etaje se face cu ajutorul unor ascensoare electrice. Scoaterea mărfurilor din frigorifer se face pe o rampă longitudinală paralelă cu cea de pe chei şi de pe care încărcarea se face direct în vagoane de cale ferată sau în autocamioane.

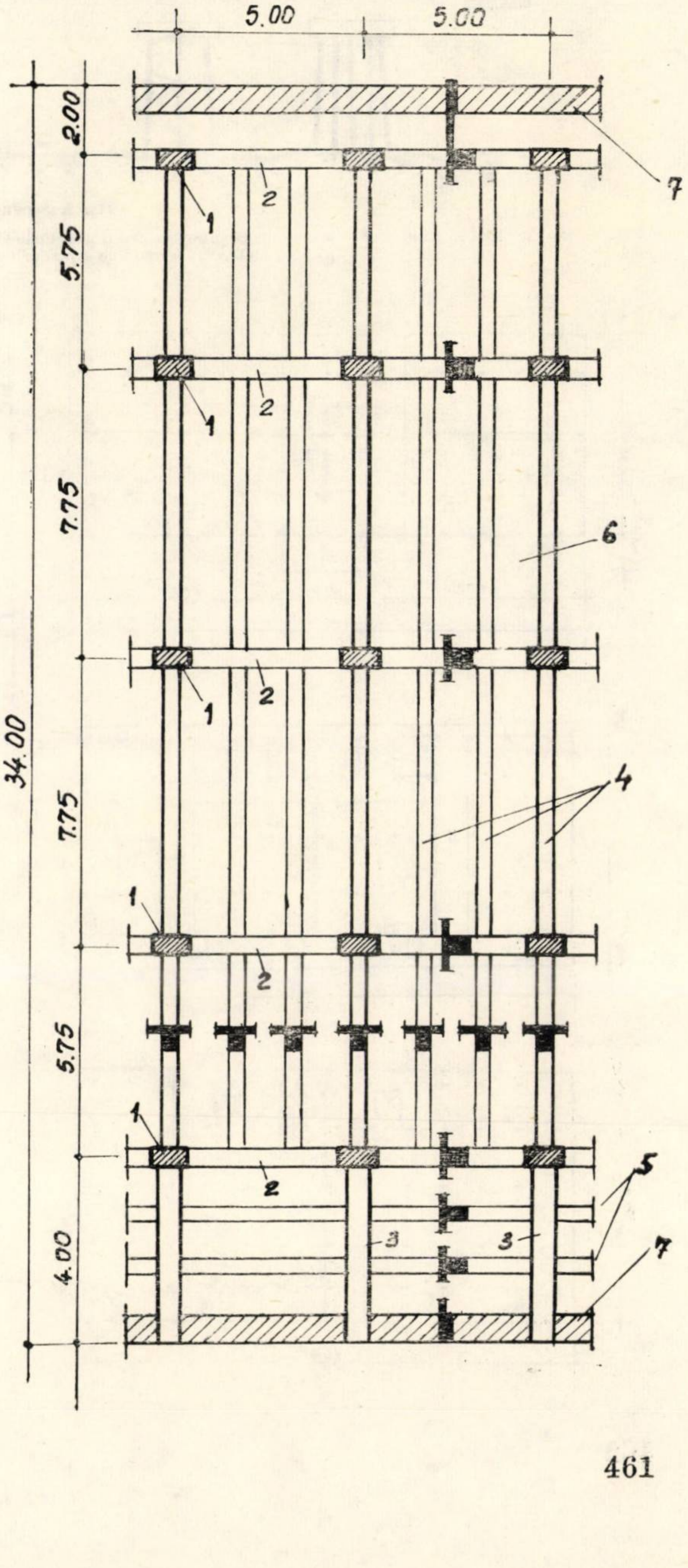
★

Condiţiile de păstrare pentru fructele citrice sînt foarte diferite — după soi şi după regiunea de provenienţă. Temperaturile necesare oscilează între + 1°C şi + 14°C ; umidităţile relative ale aerului variază în limite mai apropiate între 75 % şi 20 %.

Din cauza numărului mare de încăperi ce trebue răcite şi din cauza varietăţii temperaturilor cerute, s-a realizat o instalaţie de răcire prin evaporarea directă de amoniac cu circulaţia asigurată prin pompe. Utilajul central în această instalaţie este un separator de lichid — recipient de detentă — în care se găseşte amoniac lichid destins pînă la presiunea de evaporare şi deci rece la — 10°C. De aici pompele aspiră amoniacul lichid şi îl trimit la consumatorii de frig de unde se întoarce tot în separatorul central de lichid, sub formă de amestec

Fig. 1. Planul de cofraje al planşeului peste subsol

1 — stîlpi 50 × 100 ; *2* — grinzi principale longitudinale 40 × 90 (40 × 105) ; *3* — grinzi principale transversale 50 × 90 (60 × 110) ; *4.* grinzi secundare transversale 30 × 60 (30 × 80) ; *5* — grinzi secundare longitudinale 30 × 60 (30 × 80) ; *6* — placă h_p = 8 cm ; *7* — zid de sprijin, subsol.



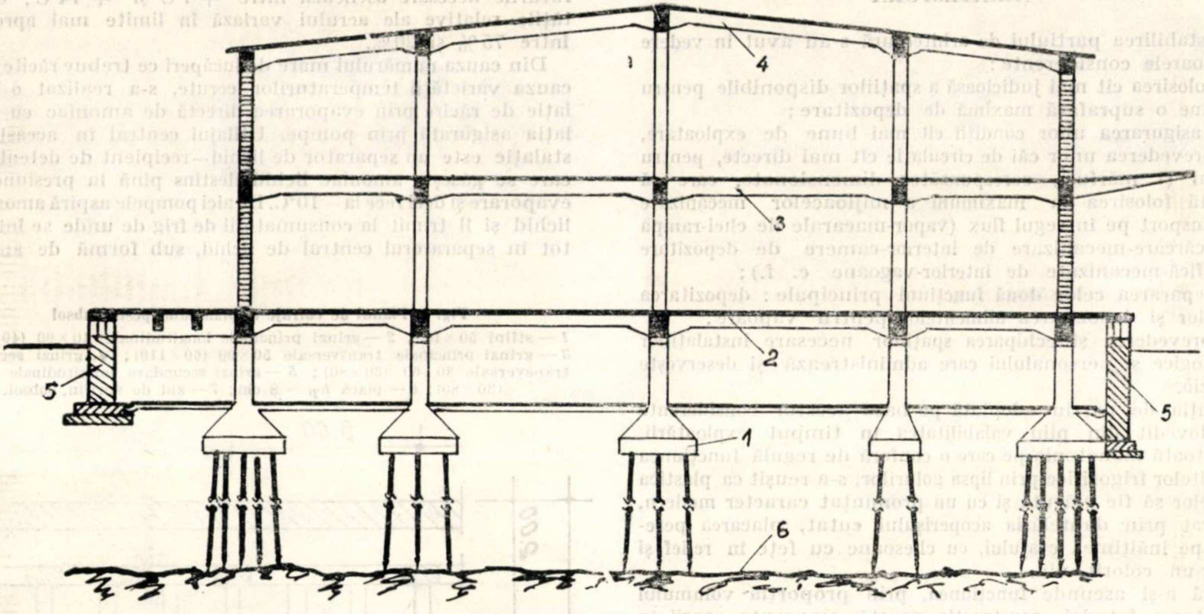
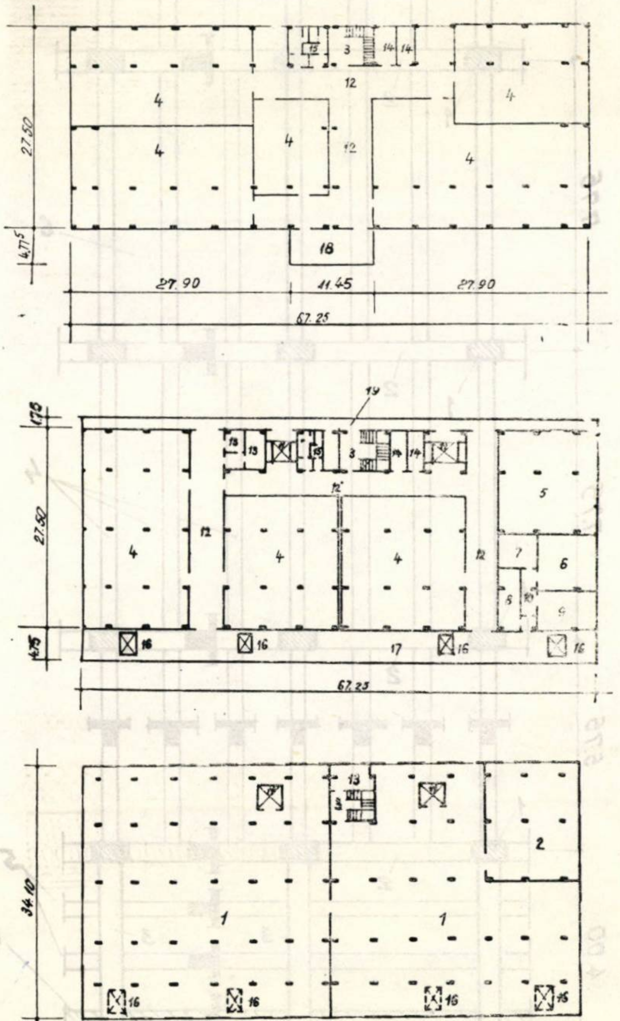


Fig. 2. Secţiune transversală

1 — fundaţii pe piloţi ; *2* — planşeu peste subsol cu grinzi principale şi secundare $h_p = 8$ cm ; *3* — planşeu peste parter cu grinzi principale şi secundare ; *4* — planşeu peste etaj înclinat cu grinzi principale şi secundare ; *5* — zid de sprijin la subsol ; *6* — stîncă


3
14
14
12
4
4
4
12
4
18
27.50
4.75
27.90
11.45
27.90
67.25
19
13
3
14
12
5
4
4
4
7
6
8
9
16
16
17
15
16
1.75
67.25
13
2
1
1
16
16
16
16
34.10
66.45

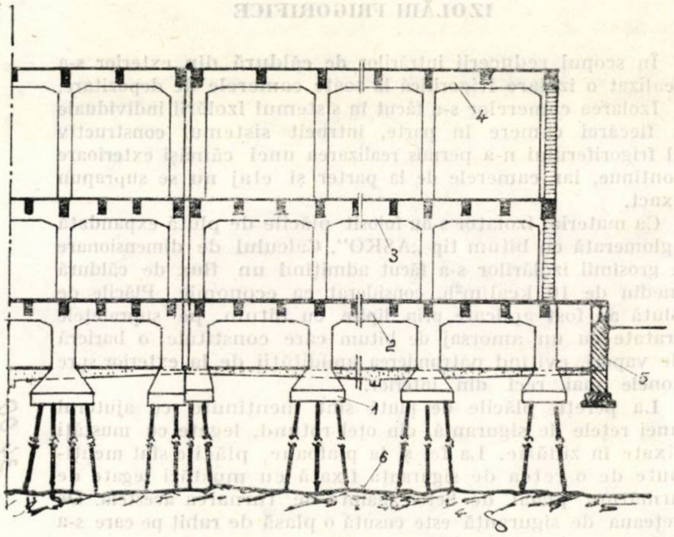


Fig. 3. Secţiune longitudinală

1 — fundaţii pe piloţi ; *2* — planşeu peste subsol cu grinzi principale şi secundare $h_p = 8$ cm ; 3 — planşeu peste parter cu grinzi principale şi secundare ; *4* — planşeu peste etaj înclinat cu grinzi principale şi secundare ; *5* — zid de sprijin la subsol ; *6* — stîncă

Fig. 4, 5, 6. Plan etaj, parter, subsol

1 — magazii de mărfuri generale ; *2* — camera pentru fundaţiile compresoarelor şi pentru pompe ; *3* — scara ; *4* — magazii pentru fructe citrice ; *5* — cameră pentru maşini frigorifice ; *6*—*7*—*8*—*9*—depozite pentru alimente necesare aprovizionării vapoarelor ; *10* — degajament ; *11* — lifturi pentru mărfuri ; *12* — culoare pentru circulaţie ; *13* — birouri ; *14* — vestiare ; *15* — grupuri sanitare ; *16* — trape de acces la subsol ; *17* — rampa de circulaţie şi depozitare la parter ; *18* — platformă pentru depozitare la etaj ; *19* — rampă spre linia C.F. la parter

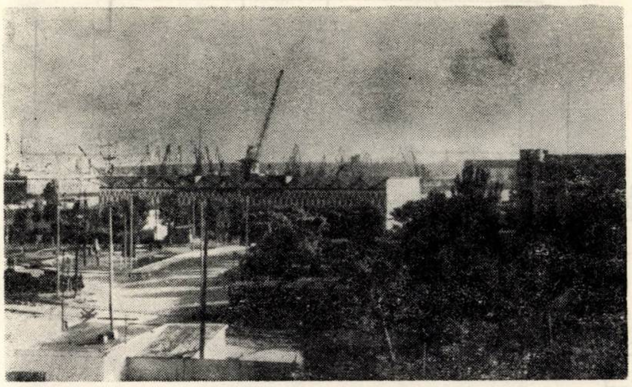


Foto 1. Vedere exterioară

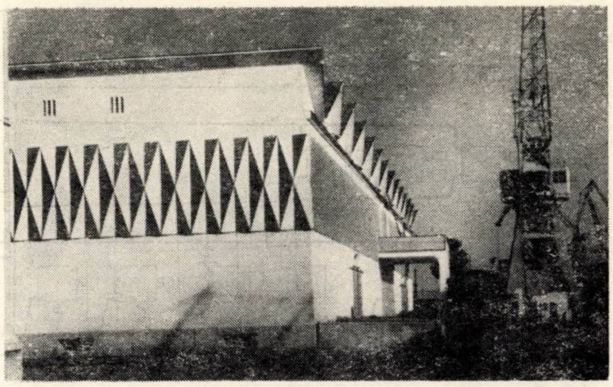


Foto 2. Vedere exterioară

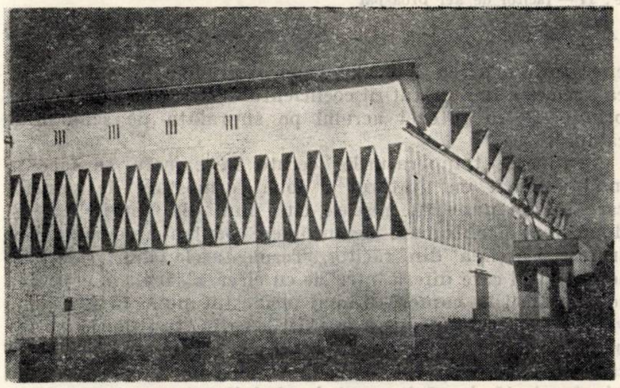


Foto 3. Vedere exterioară

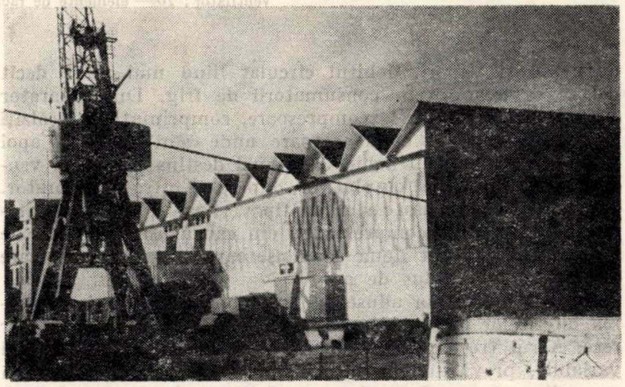
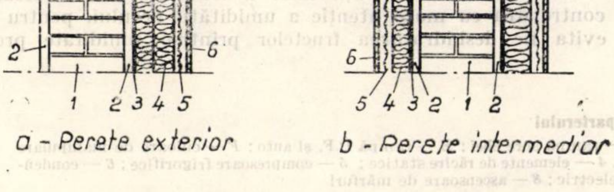


Foto 4. Vedere exterioară



2
6
1
2 3 4 5
6
5 4 3 2 1 2

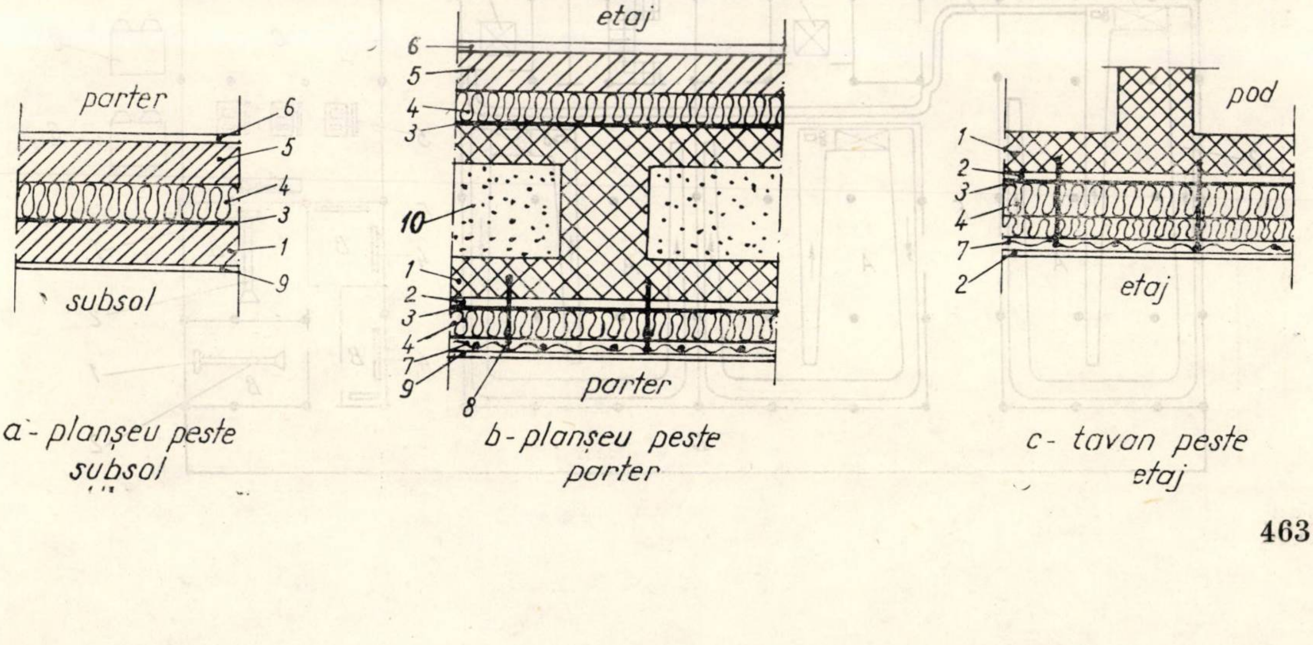
a - Perete exterior   b - Perete intermediar

Fig. 7. Izolări frigorifice la pereți

1 — zid cărămidă ; *2* — tencuială ; *3* — amorsaj de bitum ; *4* — plăci de plută ; *5* — tencuială de plasă de rabiț ; *6* — sclivisеală de ciment

Fig. 8. Izolări frigorifice la planșee

1 — planșeu b.a. ; *2* — tencuială ; *3* — amorsaj de bitum ; *4* — placă de plută ; *5* — pardoseală b.a. ; *6* — pardoseală asfalt ; *7* — rețea de siguranță, rabiț și tencuială ; *8* — mustăți ; *9* — sclivisеală ; *10* — blocuri din beton spumos $h = 17$ cm



parter
6
5
4
3
1
9
subsol
etaj
6
5
4
3
10
1
2
3
4
7
9
8
parter
pod
1
2
3
4
7
2
etaj

a - planșeu peste subsol   b - planșeu peste parter   c - tavan peste etaj

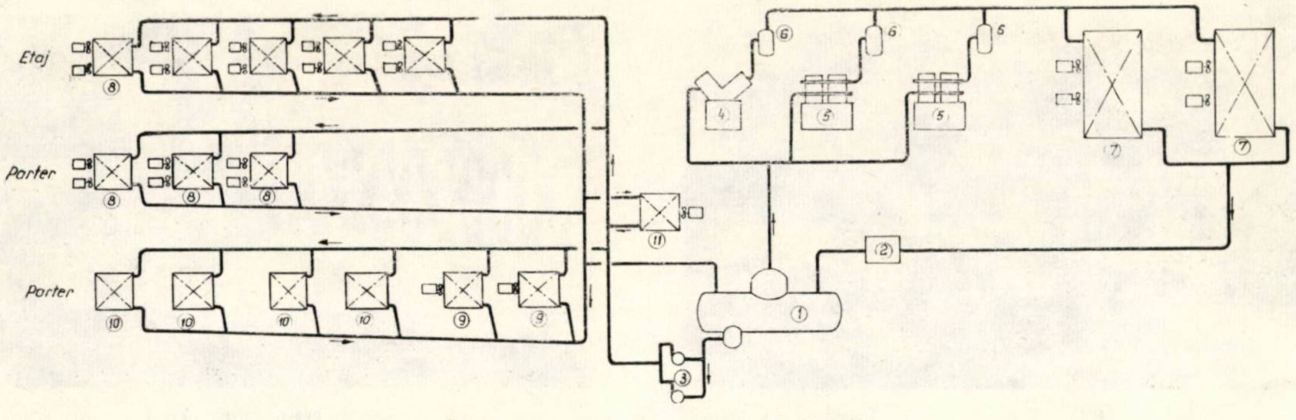


Fig. 9. Schema principală a instalației frigorifice

1 — separator central de lichid; *2* — staţie de reglaj automat şi manual; *3* — pompe de amoniac lichid; *4* — compresor 200 000 kcal/h; *5* — compresoare 100 000 kcal/h; *6* — separatoare de ulei; *7* — condensatoare cu evaporare; *8* — răcitoare de aer cu două ventilatoare; *9* — răcitoare de aer cu un ventilator; *10* — elemente de răcire statice; *11* — răcitor de aer proaspăt

de lichid şi vapori, debitul circulat fiind mai mare decît cel ce se evaporă în consumatorii de frig. Din separator vaporii sînt aspiraţi de compresoare, comprimaţi şi încălziţi şi apoi refulaţi în condensatoare unde sînt răciţi şi apoi lichefiaţi. Amoniacul lichid este apoi destins printr-un ventil automat de reglaj cu plutitor, după care intră în separator. Compresoarele montate sînt de tip vertical şi lucrează într-un singur etaj de compresiune: din cauza lipsei de apă de răcire s-au adoptat două condensatoare cu evaporare, care au un consum redus de apă.

Răcirea mărfurilor aduse pentru depozitare, ca şi acoperirea diferitelor pierderi de frig se fac prin circulaţie de aer rece. Aerul trece prin canale de aer din PFL, cu secţiuni variabile, prevăzute cu şliţuri şi cu fante. Răcirea aerului se realizează cu ajutorul unor răcitoare de aer cu baterii compuse din panouri de ţevi cu aripioare de formă dreptunghiulară. Răcitoarele de aer sînt prevăzute cu cîte două ventilatoare de debite diferite: un ventilator funcţionează pentru acoperirea pierderilor de frig prin transmisie şi exploatare, iar cel de al doilea funcţionează pentru acoperirea sarcinilor de răcire la introducerea unor încărcături proaspete de fructe nerăcite.

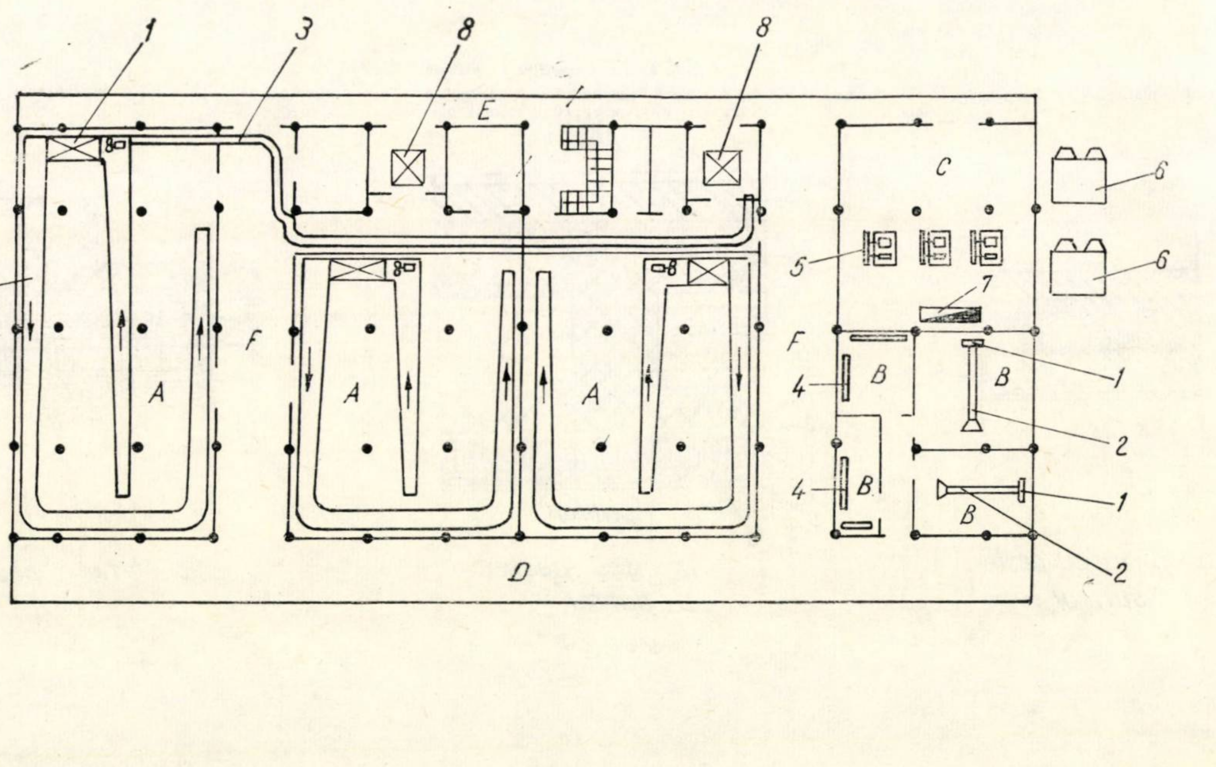
Răcitoarele de aer rămîn aceleaşi în amîndouă regimurile de funcţionare. Capacitatea lor de transmitere a frigului creşte prin mărirea debitului de aer recirculat de ventilatoare, ca urmare a îmbunătăţirii coeficientului de cedare de căldură prin creşterea vitezei aerului pe suprafaţa de schimb de căldură.

Menţinerea temperaturilor cerute în camere se face în mod automat cu ajutorul a două termostate de cameră, care fiecare pune în mişcare cîte unul din ventilatoare şi două ventile automate de închidere pentru amoniac la intrarea şi ieşirea din răcitor. Termostatele sînt reglate la temperaturi care diferă între ele cu circa 1°, încît la creşterea temperaturii în cameră primul termostat pune în funcţiune ventilatorul care acoperă pierderile prin transmisie şi exploatare. Dacă temperatura continuă să crească, ca semn că sarcina termică este încă mai mare decît cantitatea de frig furnizată de răcitor, cel de al doilea termostat pune în mişcare şi ventilatorul al doilea. Pentru comanda ventilelor automate de închidere de pe conductele de amoniac de intrare şi ieşire din răcitoare, termostatele sînt legate în paralel, aşa încît ventilele se deschid la deschiderea unui termostat (ori care din cele două) dar nu se închid decît la închiderea ambelor termostate.

Din cauza sensibilităţii mari a fructelor este necesară controlarea cu mare atenţie a umidităţii aerului, pentru a evita fie deshidratarea fructelor printr-o umiditate prea

Fig. 10. Planul parterului

A — camere pentru fructe; *B* — camere pentru alimente; *C* — sala de maşini; *D* — rampă spre chei; *E* — rampă C.F. şi auto; *F* — culoare de manipulare
1 — răcitoare de aer; *2* — canale de aer recirculare; *3* — canal de aer proaspăt; *4* — elemente de răcire statice; *5* — compresoare frigorifice; *6* — condensatoare cu evaporare; *7* — tablou general electric; *8* — ascensoare de mărfuri



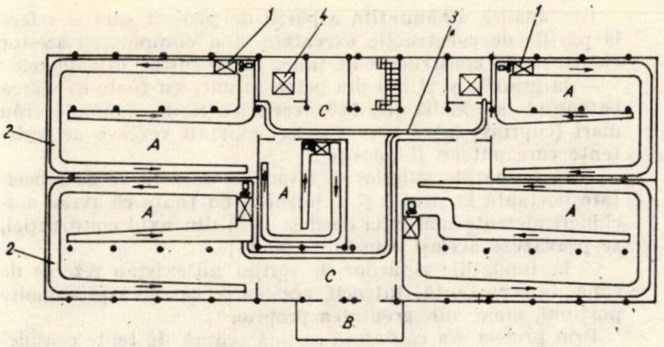


Fig. 11. Planul etajului

A — camere pentru fructe; *B* — terasă; *C* — culoare pentru manipulare
1 — răcitoare de aer; *2* — canale de aer recirculare; *3* — canal de aer proaspăt; *4* — ascensoare

scăzută, fie formarea de mucegaiuri datorită unei umidităţi prea ridicate. Pentru menţinerea umidităţii prescrise s-a realizat o instalaţie de umidificare care cuprinde stropitoare-distribuitoare, montate în canalele de circulaţie a aerului, alimentate cu vapori de apă sau, în lipsa lor, cu apă. Nivelul de umiditate dorit este menţinut cu ajutorul unor higrostate care comandă ventile automate de închidere pe conducta de alimentare cu vapori.

Pentru înlocuirea aerului din camerele de fructe, s-a montat o instalaţie de aducţiune de aer proaspăt, care este răcit într-un răcitor de aer, asemănător celor din camere, apoi este distribuit după voie în oricare dintre camerele — depozite sau în mai multe camere simultan. Evacuarea aerului viciat se face prin deschiderea uşilor de la camere.

În camerele pentru fructe au fost montate aparate pentru anihilarea mirosurilor. Aceste aparate funcţionează prin producerea de ozon care provoacă descompunerea şi oxidarea mirosurilor puternice ce rămîn în camere.

STRUCTURA DE REZISTENŢĂ

Existenţa subsolului, proiectat în alte ipoteze decît cele rezultate din noua funcţiune, a ridicat cîteva probleme tehnice care au necesitat adoptarea unor soluţii deosebite.

Pentru a se putea realiza cu uşurinţă şi cu un cost scăzut izolaţia termică la încăperile frigorifice, pereţii şi plafoanele trebuie să aibă feţe fără proeminenţe.

De asemenea, la depozite frigorifice, pentru a se feri de insolaţie ultimul planşeu izolat, prevederea podului ventilat este obligatorie. Condiţiile de exploatare impun o compartimentare cu ziduri groase a spaţiilor de depozitare în camere nu prea mari, de o capacitate corespunzătoare unui volum de mărfuri care poate fi expediat spre consum într-o singură tranşă.

Maşinile frigorifice amplasate într-o încăpere de la parter, pe considerente de securitate contra exploziilor, necesită fundaţii speciale.

Rampele de trecere de pe faţadele laterale, prevăzute în proiectul iniţial, nu şi-au găsit justificarea menţinerii lor mai departe.

Căile de circulaţie între niveluri — trapele din rampa dinspre chei, scările şi lifturile — trebuiau mărite şi chiar reamplasate pentru a face faţă unei viteze maxime de încărcare şi descărcare.

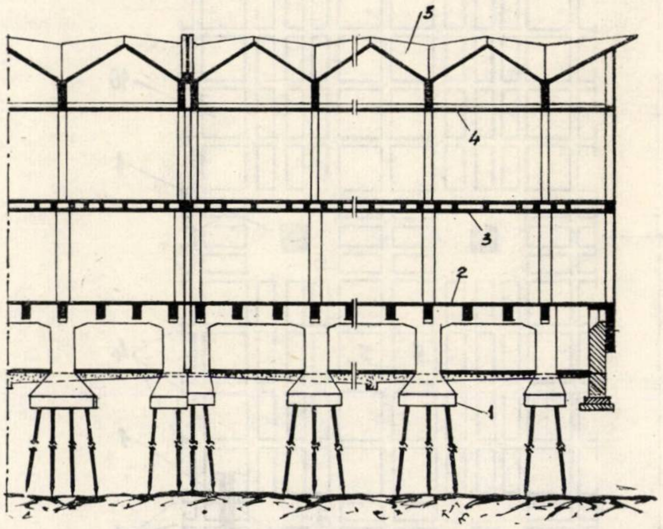
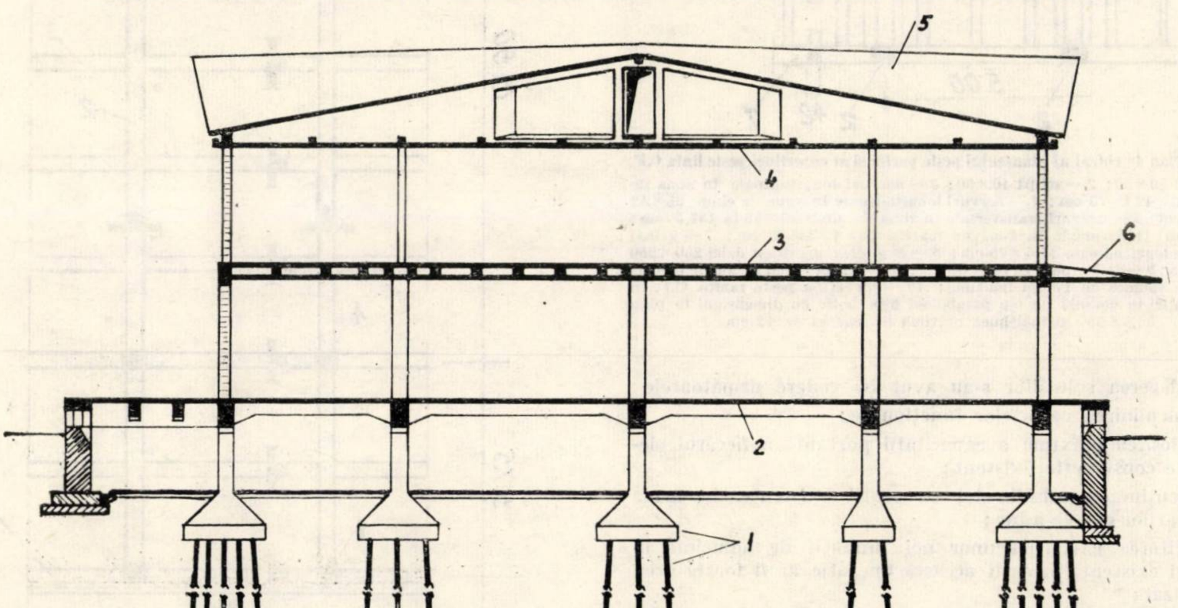


Fig. 13. Secţiune longitudinală prin construcţie

1 — fundaţii pe piloţi; *2* — planşeu peste subsol; *3* — planşeu peste parter de tip dală; *4* — planşeu peste etaj; *5* — acoperişul în pînze subţiri de tip paraboloid hiperbolic

Fig. 12. Secţiune transversală prin construcţie

1 — fundaţii pe piloţi; *2* — planşeu peste subsol; *3* — planşeu peste parter de tip dală; *4* — planşeu peste etaj; *5* — acoperişul în pînze subţiri de tip paraboloid hiperbolic; *6* — copertină peste rampa C.F. în pînze subţiri de tip paraboloid hiperbolic



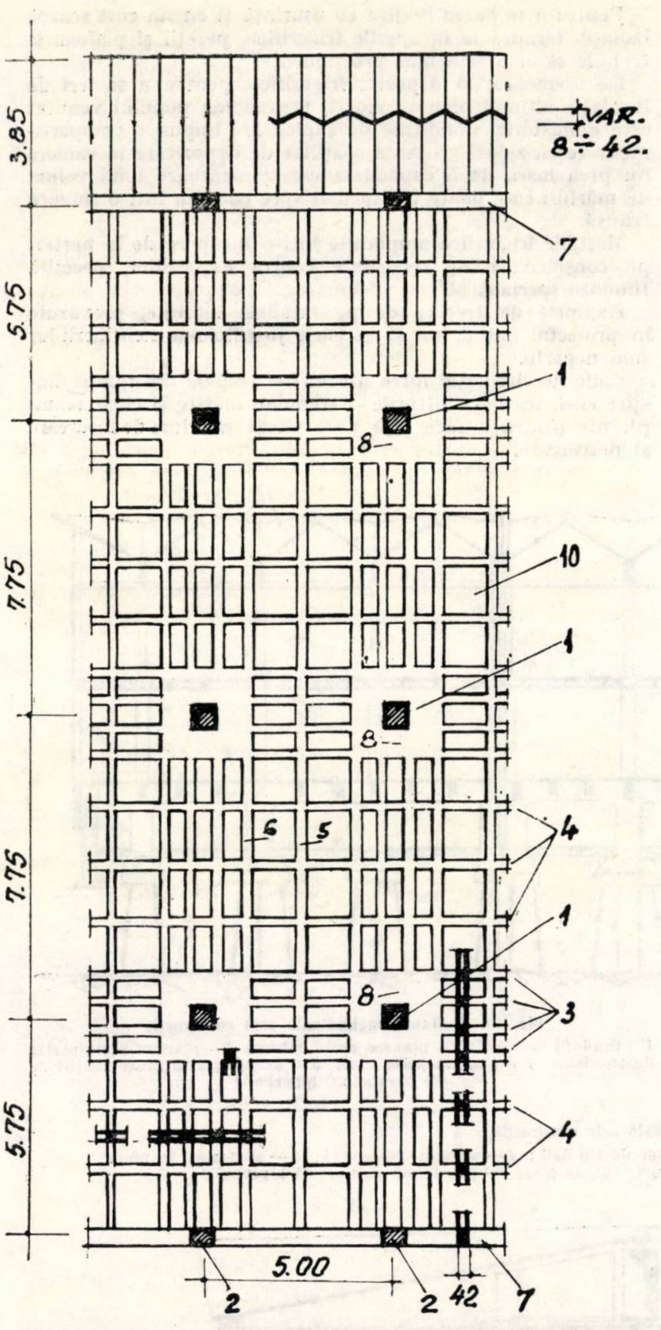


Fig. 14. **Plan de cofraj al planşeului peste parter şi al copertinei peste linia C.F.**
1 — stîlpi 50 × 50; *2* — stîlpi 40 × 50; *3* — nervuri longitudinale în zona de reazem 25 × 42 la 75 cm; *4* — nervuri longitudinale în zona de cîmp 25 × 42 la 137,5 cm; *5* — nervuri transversale în zona de cîmp 25 × 45 la 137,5 cm; *6* — nervuri transversale în zona de reazem 25 × 42 la 75 cm; *7* — grinzi marginale longitudinale 37,5 × 75 cm; *8* — capitel în grosimea dalei 250 × 250 $h = 42$ cm; *9* — dală groasă în zona de cîmp $h_p = 42$ cm avînd înglobate blocuri din beton spumos de 17 cm înălţime; *10* — copertină peste rampa C.F. în pînze subţiri în consolă de tip paraboloid hiperbolic cu dimensiuni în plan 62,5 × 360 şi înălţimea maximă la reazem de 42 cm

La alegerea soluţiilor s-au avut în vedere următoarele:

— îndeplinirea cerinţelor funcţionale;

— folosirea maximă a capacităţii portante a fiecărui element de construcţie existent;

— menţinerea echilibrului structurii existente, în urma modificărilor ce i se aduc;

— evitarea execuţiei unor noi fundaţii de adîncime în subsolul existent, întrucît această operaţie ar fi foarte greu de realizat;

— realizarea lucrărilor cu folosirea mijloacelor tehnice de care dispune şantierul şi cu un volum cît mai mic de manoperă şi de materiale deficitare.

Din analiza amănunţită a părţii de proiect care se referă la părţile de construcţie executate şi a comportării acestor elemente de construcţie în timp, au rezultat următoarele:

— la grinzile şi stîlpii din beton armat, cu toate că marca betonului este slabă (B. 110), coeficienţii de siguranţă erau mari (cuprinşi între 2,5 – 4), deci existau rezerve de rezistenţe care puteau fi folosite;

— la fundaţiile stîlpilor se dispunea de rezerve de capacitate portantă la şirul 2 şi 4, întrucît, cu toate că aveau deschideri aferente mai mici decît la şirul din axul construcţiei, se prevăzuse acelaşi număr de piloţi;

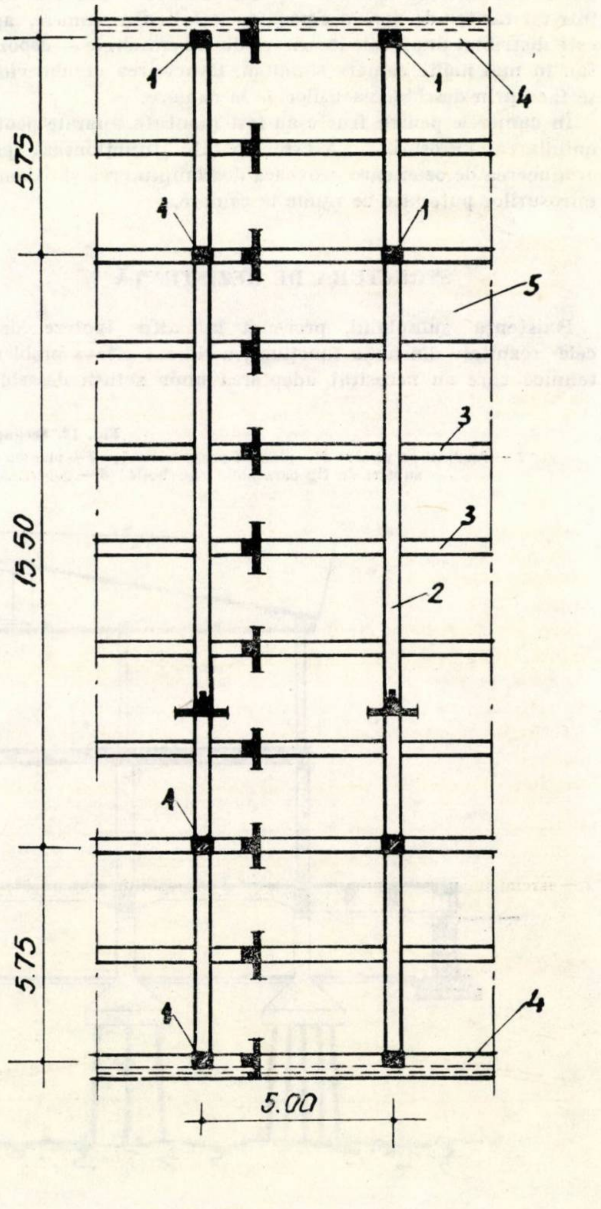
— la fundaţiile zidurilor de sprijin nu existau rezerve de capacitate portantă, întrucît acestea se tasaseră pe anumite porţiuni, chiar sub greutatea proprie.

Prin proiect s-a căutat să se ţină seamă de toate considerentele prezentate. Desfăşurarea execuţiei, indicii de cost şi de consum de materiale realizaţi, aspectul general al construcţiei şi condiţiile în care se face exploatarea au confirmat că soluţiile de structură adoptate au fost corespunzătoare.

Dintre aceste soluţii se vor menţiona mai jos numai cele care considerăm că prezintă interes tehnic.

Planşeul peste parter este de tip dală groasă fără capitel şi este calculat să suporte, pe lîngă greutatea proprie, izolaţia termică, pardoseala, o sarcină utilă de 2 000 kg/m² şi ziduri despărţitoare de 25 cm grosime.

Fig. 15. **Plan de cofraj al planşeului peste etaj**
1 — stîlpi 30 × 30; *2* — grinzi cu inimă plină cu înălţime variabilă 50—260 cm; *3* — grinzi secundare 25 × 40 la 357,5 cm; *4* — grinzi marginale 25 × 40; *5* — placă $h_p = 8$ cm.



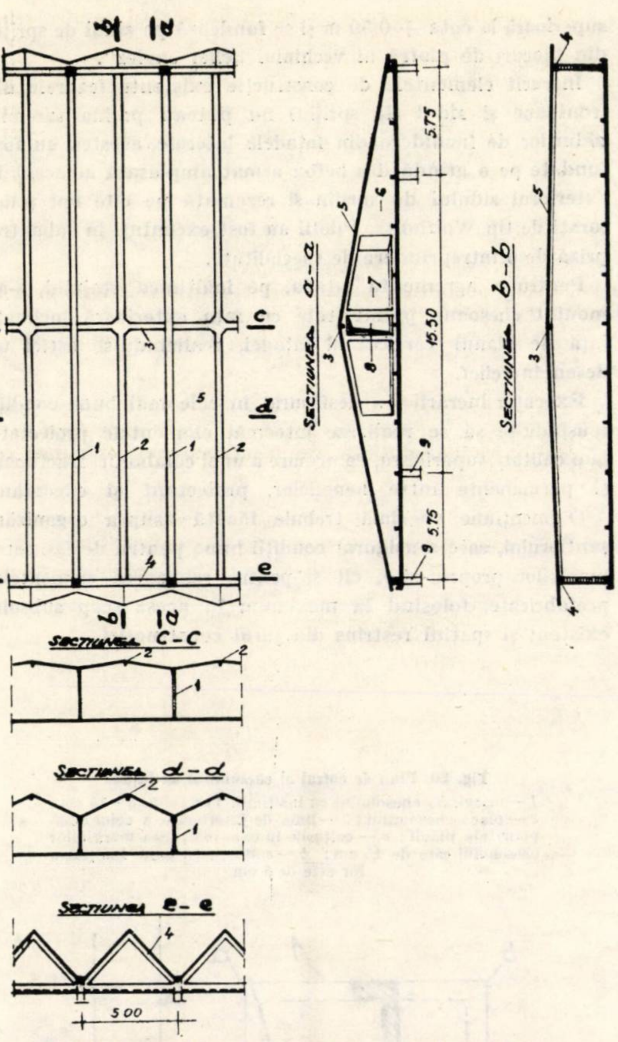


Fig. 16. Acoperişul din pînze subţiri de tip paraboloid hiperbolic

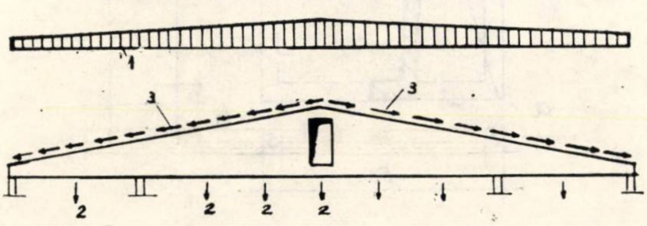
1 — grinzi cu inimă plină; 2 — rigidizări transversale de coamă 25 × 25; 3 — rigidizare longitudinală de coamă 25 × 25; 4 — rigidizări la frontoanele laterale 25 × 25; 5 — pînze subţiri $h_p = 5$ cm; 6 — inima grinzii în zona de reazem $d = 25$ cm; 7 — inima grinzii în zona centrală $d = 18$ cm; 8 — gol de trecere 100 × 180; 9 — stîlpi de reazeme 30 × 30

Această dală groasă, cu deschideri transversale de 5,75 m, 7,75 m, 7,75 m şi 5,75 m şi longitudinale de 5,0 m, are o grosime constantă de 42 cm. Această dală, pe zonele de deasupra stîlpilor, este plină, din beton armat, iar în zonele de cîmp are înglobate, pentru reducerea greutăţii, corpuri de beton spumos de 17 cm înălţime, delimitate de nervurile verticale dispuse pe ambele direcţii şi de două plăci (deasupra şi dedesubt) de 8, respectiv 7 cm grosime.

Calculul planşeelor s-a condus după normele ACI pentru planşee dală fără ciuperci. Astfel, date fiind deschiderile inegale, momentele pentru dimensionarea dalei, în cîmp şi pe reazem, s-au dedus prin aplicarea metodei Cross la calculul cadrelor dispuse transversal şi longitudinal, realizate din planşeul dală şi stîlpii pe care reazemă.

Fig. 17. Schema sarcinilor de calcul

1 — sarcini din greutatea proprie; 2 — sarcini din reacţiunea grinzilor planşeului peste etaj; 3 — sarcini din reacţiunea pînzelor subţiri



Dimensionarea la încovoiere s-a făcut obişnuit, ca pentru orice elemente de beton armat.

Eforturile principale de întindere pe reazem, provocate de efectul de poansonare al stîlpilor, s-au preluat atît prin bare de oţel-beton înclinate, cît şi prin etrierii ce legau plasele de armătură superioare şi inferioare.

Pozarea blocurilor prefabricate din beton spumos s-a făcut concomitent cu betonarea planşeului, cu destulă uşurinţă, dar cu o organizare şi supraveghere riguroasă.

Rampa dinspre uscat, de la linia de garaj c. f., este acoperită cu o pînză subţire de 6 cm grosime, alcătuită din paraboloizi hiperbolici încheiaţi pe generatoarele rectilinii, şi încastrată în planşeul de tip dală groasă.

Planşeul peste etaj este alcătuit dintr-o placă de 8 cm grosime, avînd faţa inferioară dreaptă, şi se reazemă pe direcţia transversală construcţiei, pe talpa inferioară a unor grinzi cu inimă plină şi pe grinzi secundare întoarse, dispuse pe direcţia longitudinală.

Planşeul de peste etaj s-a calculat la sarcini provenite din greutatea proprie, din greutatea izolaţiei termice, din greutatea umpluturii de zgură din pod şi la o sarcină utilă de 75 kg/m².

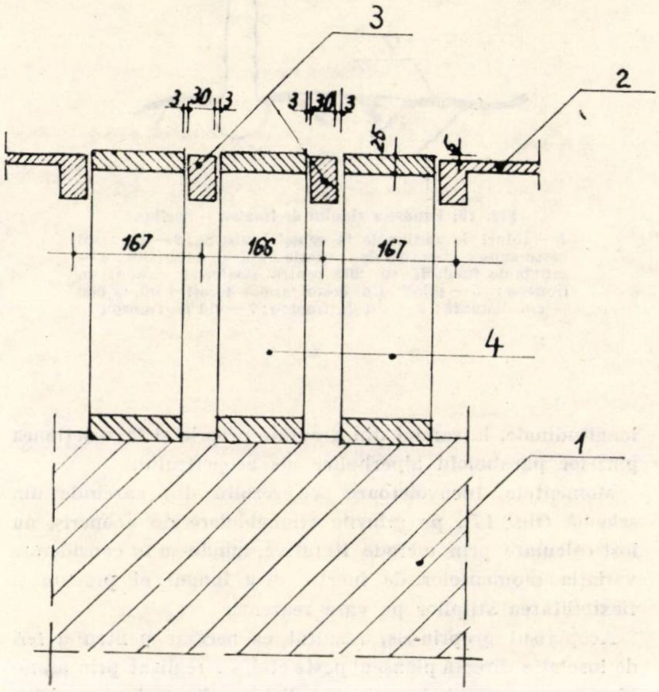


Fig. 18. Fundaţia maşinilor frigorifice – Secţiune

1 — "Cheiul englez"; 2 — planşeul peste subsol; 3 — grinzile planşeului peste subsol după ce li s-a spart placa; 4 — cadrele fundaţiei pentru susţinerea compresoarelor frigorifice de la parter.

Grinzile cu inimă plină au înălţimea variabilă de la 0,50 m la 2,20 m şi se reazemă numai pe patru stîlpi. Şirul central de stîlpi a fost suprimat la etaj, ca să nu se depăşească sarcinile capabile ale fundaţiilor respective.

La talpa superioară a acestei grinzi se aplică sarcinile provenite de la acoperiş. Pentru circulaţia oamenilor şi pentru amplasarea conductelor de ventilaţie, s-au prevăzut goluri de trecere prin grinzi.

Grinzile triunghiulare cu inimă plină au fost calculate la sarcinile verticale, concentrate, date de grinzile secundare

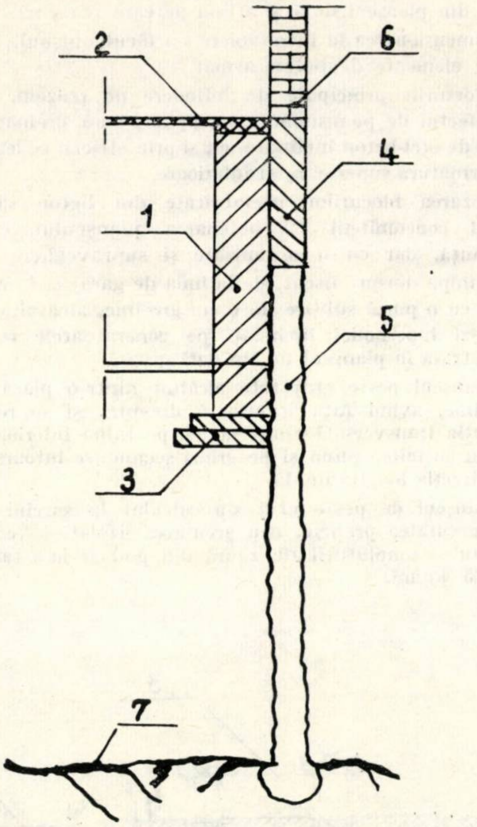


Fig. 19. Fundaţia zidului de fronton – Secţiune

1 — ziduri de sprijin de la subsolul existent; *2* — planşeul peste subsol; *3*—talpa de fundaţie a zidului de sprijin; *4* — grindă de fundaţie 40×200 pentru susţinerea zidului de fronton; *5* — piloţi din beton armat foraţi Ø 30, la 600 cm distanţă; *6* — zid de fronton; *7* — zid de fronton

longitudinale, la sarcini din greutate proprie şi la reacţiunea pînzelor paraboloid hiperbolice ale acoperişului.

Momentele încovoietoare ce rezultă din sarcinile din schemă (fig. 17), pe grinzile triunghiulare de acoperiş, au fost calculate prin metode iterative, luîndu-se în considerare variaţia momentelor de inerţie de-a lungul ei precum şi flexibilitatea stîlpilor pe care reazemă.

Acoperişul propriu-zis, rezultat ca necesar pentru a feri de insolaţie directă planşeul peste etaj, s-a realizat prin asamblarea unor paraboloizi hiperbolici cu dimensiuni în plan de 2,25×13,50 m, avînd două din generatoarele rectilinii de margine orizontale, iar celelalte două înclinate.

Calculul paraboloizilor hiperbolici s-a făcut conform teoriei de membrană, luîndu-se în considerare sarcinile provenite din greutatea proprie, greutatea izolaţiei hidrofuge şi greutatea zăpezii.

Eforturile tangenţiale de margine au fost preluate, fie de talpa superioară a grinzilor cu inimă plină, fie de îngroşări ale pînzei, prevăzute în zonele respective.

Amplasarea maşinilor frigorifice în camera rezervată acestora la parter s-a făcut deasupra „cheiului englez", care se află sub pardoseala subsolului.

Pentru fundarea acestor maşini grele, s-a spart placa între grinzile planşeului existent peste subsol şi s-a executat o serie de cadre masive, de circă 3 m înălţime, care au faţa superioară la cota + 0,50 m şi se fundează pe zidul de sprijin din blocuri de piatră al vechiului „chei englez".

Întrucît elementele de construcţie existente (cadrele din frontoane şi zidul de sprijin) nu puteau prelua sarcinile zidurilor de închidere din faţadele laterale, acestea au fost fundate pe o grindă din beton armat amplasată adiacent la exteriorul zidului de sprijin şi rezemată pe cîte opt piloţi foraţi de tip Wolfholtz. Piloţii au fost executaţi în subantrepriză de o întreprindere de specialitate.

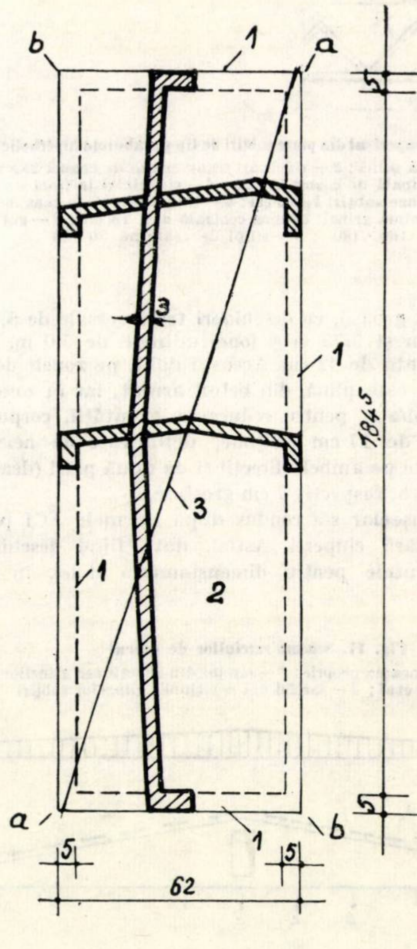
Pentru a agrementa faţada, pe înălţimea etajului, s-au montat chesoane prefabricate cu faţa exterioară înclinată faţă de planul vertical al faţadei, realizîndu-se astfel un desen în relief.

Execuţia lucrării s-a desfăşurat în cele mai bune condiţii reuşindu-se să se realizeze întocmai elementele proiectate, la o calitate superioară, ca urmare a unei colaborări fructuoase şi permanente între beneficiar, proiectant şi executant.

O menţiune specială trebuie făcută asupra organizării şantierului, care a asigurat condiţii bune pentru desfăşurarea lucrărilor propriu-zise, cît şi pentru realizarea elementelor prefabricate, folosind la maximum în acest scop subsolul existent şi spaţiul restrîns din jurul construcţiei.

Fig. 20. Plan de cofraj al chesonului de faţadă

1 — marginile chesonului cu înălţimea variabilă 5—15 cm; *2* — placa chesonului; *3* — linia de intersecţie a celor două plane ale plăcii; *a* — colţurile în care înălţimea marginilor chesonului este de 15 cm; *b* — colţurile în care înălţimea lor este de 5 cm



Metodă simplificată de calcul pentru hale industriale avînd stîlpi din beton armat cu goluri mari

Ing. M. Perjescu, ing. C. Rușcă
I.C.P.E.

În ultimul timp se utilizează pe o scară tot mai largă, la construcția halelor industriale cu înălțimi mari și poduri rulante grele, stîlpi prefabricați din beton armat, cu goluri mari, sistem cadru.

Avantajele tehnico-economice pe care le prezintă acest sistem de stîlpi, în comparație cu stîlpii avînd secțiune plină, constau în reducerea consumului de beton și oțel, micșorarea greutății de montaj, permițînd totodată și trecerea conductelor instalațiilor din hală.

CONSIDERAȚII GENERALE

Calculul cadrelor avînd stîlpi cu goluri mari, prin metoda eforturilor, este laborios, întrucît sistemul este multiplu static nedeterminat interior și exterior.

Pentru stabilirea necunoscutelor static nedeterminate din articulațiile superioare, este necesară determinarea săgeților pentru stîlpii cu goluri considerați cadre multietajate.

Stabilirea deplasărilor articulațiilor superioare se face cu formulele Maxwell-Mohr, ținîndu-se seamă atît de momentele încovoietoare, cît și de forțele tăietoare.

Prin metoda deformațiilor, calculul cadrelor transversale alcătuite din stîlpi cu goluri mari este analog cu calculul cadrelor transversale, avînd stîlpi cu secțiunea plină și în plus anumite particularități. Și în acest caz se poate considera conlucrarea spațială a scheletului construcției la acțiunea podurilor rulante pentru halele cu maximum trei deschideri, deoarece cadrele transversale, legate între ele prin intermediul acoperișului, lucrează împreună.

Sub acțiunea podurilor rulante, stîlpii cadrelor transversale și extremitățile lor superioare se deplasează elastic.

Cadrele neîncărcate se opun la această deplasare, producîndu-se conlucrarea spațială între toate cadrele transversale ale halei. Calculul halelor industriale cu un nivel, din elemente prefabricate, la conlucrarea spațială, a fost prezentat în „Revista construcțiilor și a materialelor de construcții" nr. 3/1966. La celelalte solicitări (greutatea permanentă, zăpadă, vînt, variația de temperatură), care acționează în mod uniform asupra construcției, nu se consideră conlucrarea spațială, cadrele transversale calculîndu-se separat.

METODA GENERALĂ DE CALCUL

În schema de calcul al cadrelor transversale, stîlpii se consideră încastrați la bază și articulați la partea superioară.

Pentru determinarea reacțiunii X din articulația superioară, stîlpul prefabricat din beton armat cu goluri mari se consideră un cadru multietajat, cu o singură deschidere, egală cu distanța dintre axele ramurilor verticale (d), avînd înălțimile etajelor egale cu distanțele între axele riglelor (h).

Calculul exact al unui asemenea cadru, cu luarea în considerație a deformațiilor din momentele încovoietoare și din forțele axiale, este laborios.

Un calcul practic, suficient de exact, se poate efectua făcîndu-se o serie de simplificări justificate mai jos:

Deoarece riglele cadrului au rigiditatea mai mare decît ramurile, deformațiile riglelor se pot neglija și în mod practic riglele se pot considera infinit rigide (fig. 1 b).

Un calcul mai exact se poate face considerînd numai rigla superioară cu rigiditate infinită, iar celelalte rigle cu rigidități reduse (fig. 1 c).

În cele ce urmează vom considera doi stîlpi echivalenți de aceeași înălțime, unul cu goluri mari și altul cu secțiune plină.

Echivalența se referă la faptul că cei doi stîlpi au același moment de inerție, atît la partea superioară, cît și la partea inferioară.

Vom stabili deplasarea δ_{ik} care se produce în articulația superioară a celor doi stîlpi sub acțiunea unei sarcini orizontale unitare, aplicată în această articulație.

Momentul încovoietor în stîlpul echivalent cu secțiunea plină la nivelul secțiunii i (în dreptul unei rigle a stîlpului cu goluri) este $\overline{M}_i = M_i$, iar la nivelul riglei următoare în secțiunea $i-1$, $\overline{M}_{i-1} = M_i + \Delta M$.

Datorită creșterii momentului cu ΔM, în această secțiune, crește și amplitudinea deplasării stîlpului echivalent cu secțiunea plină.

Această creștere a săgeții în secțiunea $i-1$, va fi $\Delta\delta\, 11$.

$$\Delta\delta 11 = \int_o^h \frac{\overline{M}_{i-1}^2}{EI_i}\, dx = \int_o^h \frac{(M_i + \Delta M)^2}{EI_i}\, dx.$$

Pentru $X = 1$, $\Delta M = 1 \cdot h$

$$\Delta\delta 11 = \int_o^h \frac{(M_i + h)^2}{EI_i}\, dx = \int_o^h \frac{M_i^2 + 2M_i h + h^2}{EI_i}\, dx$$

$$\Delta\delta 11 = \frac{M_i^2 h}{EI_i} + \frac{M_i h^2}{EI_i} + \frac{h^3}{3\, EI_i}. \tag{1}$$

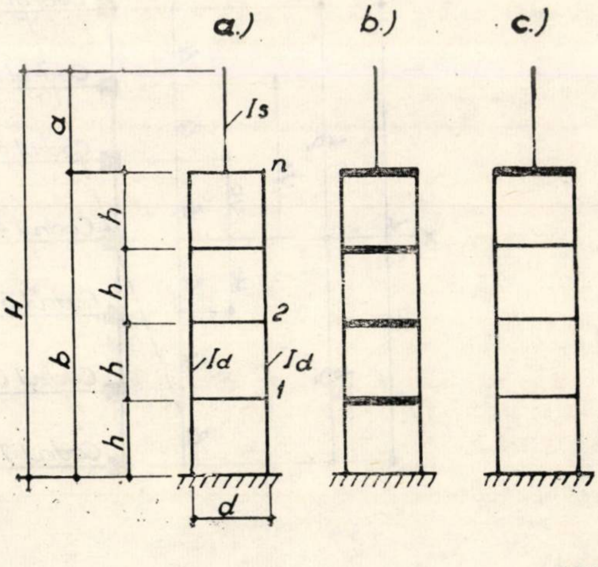
În stîlpul cadru, momentul încovoietor pe cele două ramuri la nivelul $i-1$ al riglei este:

$$M = \frac{\Delta M}{4} = \frac{1 . h}{4}. \tag{2}$$

Forța axială din ramurile stîlpului va fi:

$$N = \pm \frac{M_i + 1 \cdot \frac{h}{2}}{d}. \tag{3}$$

Fig. 1



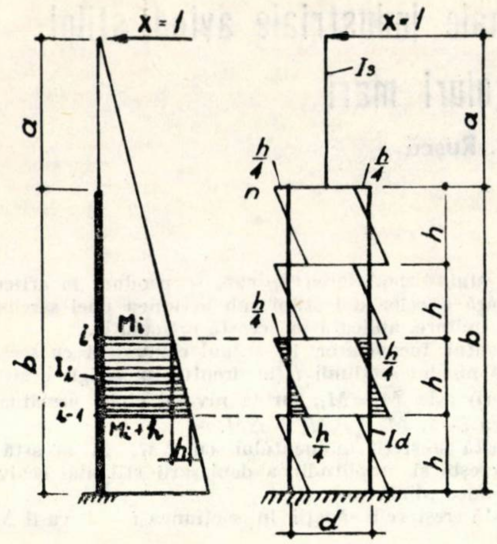

x = 1
x = 1
a
a
Is
h/4
h/4
h
h
h
h
l
Mi
i
b
Ii
i-1
Mi+h
h
h/4
h/4
Id
d

Fig. 2

La creşterea $\Delta M = 1 \cdot h$ a momentului M_i la stîlpul cu două ramuri se obţine:

$$\Delta\delta 11 = 2\int_o^h \frac{M^2}{EI_d}\,dx + 2\int_o^h \frac{N^2}{EA_d}\,dx,$$

unde I_d şi A_d sînt momentul de inerţie şi secţiunea unei ramuri verticale a stîlpului cu goluri.

$$\Delta\delta 11 = \frac{2}{EI_d}\int_o^h \left(\frac{1 \cdot x}{4}\right)^2 dx + \frac{2}{EA}\int_o^h \left(\frac{M_i + \frac{h}{2}}{d}\right)^2 dx$$

$$\Delta\delta 11 = \frac{h^3}{24\,EI_d} + \frac{2\,M_i^2 \cdot h}{EA_d \cdot d^2} + \frac{2\,M_i \cdot h^2}{EA_d \cdot d^2} + \frac{h^3}{2\,EA_d \cdot d^2}.$$

Admiţînd pentru stîlpul cu goluri momentul de inerţie la partea inferioară pentru întreaga secţiune:

$$I_i = \frac{A_d \cdot d^2}{2}, \tag{4}$$

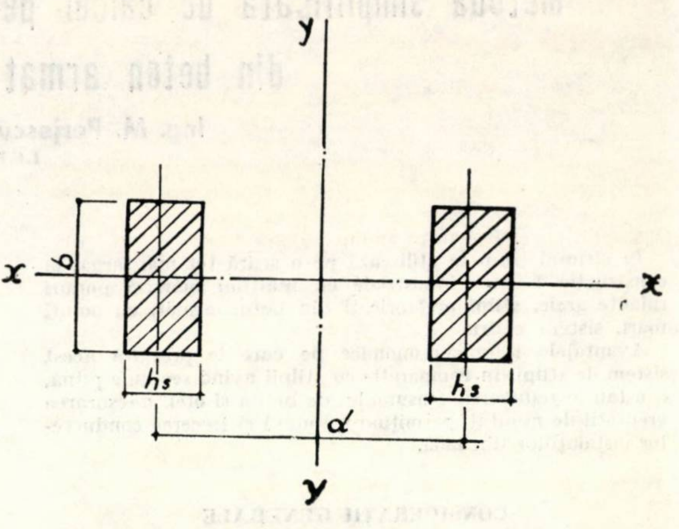

y
x
b
hs
hs
x
d
y

Fig. 4

atunci:

$$\Delta\delta 11 = \frac{M_i^2 \cdot h}{EI_i} + \frac{M_i \cdot h^2}{EI_i} + \frac{h^3}{4EI_i} + \frac{h^3}{24EI_d}$$

$$\Delta\delta 11 = \frac{M_i^2 \cdot h}{EI_i} + \frac{M_i \cdot h^2}{EI_i} + \frac{h^3}{3\,EI_i} - \frac{h^3}{12\,EI_i} + \frac{h^3}{24\,EI_d}.$$

Termenul $\frac{h^3}{12\,EI_i}$, datorat forţelor tăietoare pe stîlpul echivalent, se neglijează de obicei la stîlpi cu secţiune plină. În cazul stîlpilor cu goluri mari (cadru multietajat), acţiunea forţelor tăietoare nu se poate neglija, fiind foarte importantă.

$$\Delta\delta 11 = \frac{M_i^2 \cdot h}{EI_i} + \frac{M_i h^2}{EI_i} + \frac{h^3}{3\,EI_i} + \frac{h^3\left(1 - \frac{2\,I_d}{I_i}\right)}{24\,EI_d}.$$

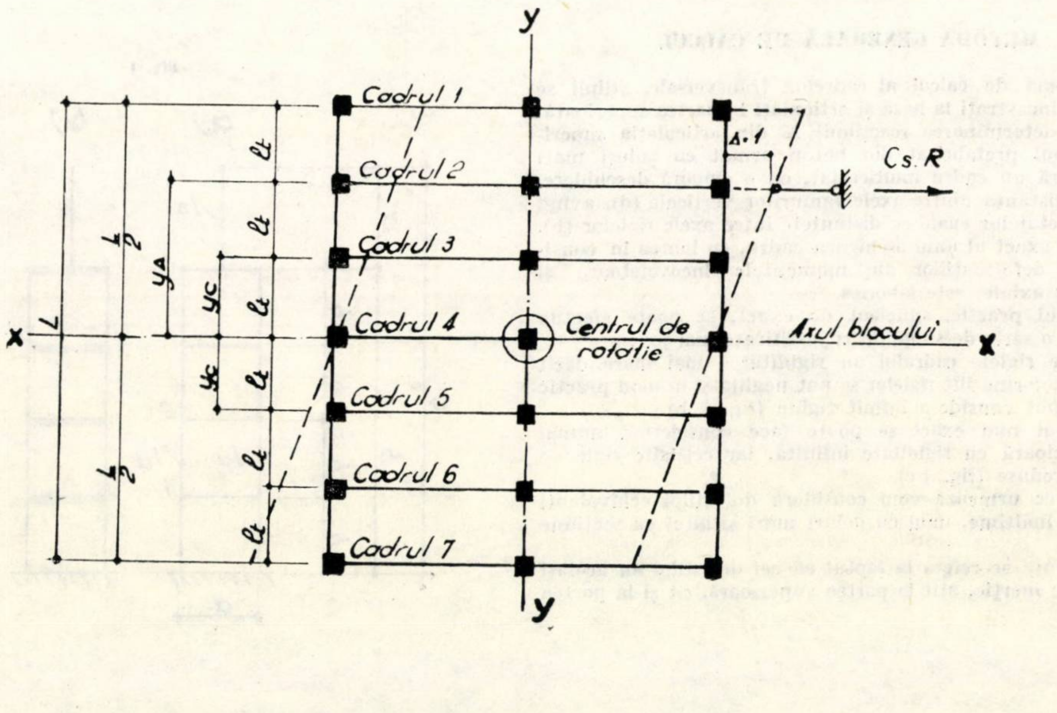

y
Cadrul 1
Cadrul 2
Cadrul 3
Cadrul 4
Cadrul 5
Cadrul 6
Cadrul 7
Δ·1
Cs.R
d
Centrul de rotație
Axul blocului
x
x
L/2
L
L/2
yA
yc
yc
a
a
a
a
a
a
y

Fig. 3

Se observă că valoarea $\frac{2\,I_d}{I_i}$ este foarte mică şi practic se poate neglija. Se obţine deci:

$$\Delta\delta 11 = \frac{M_i^2 \cdot h}{EI_i} + \frac{M_i \cdot h^2}{EI_i} + \frac{h^3}{3\,EI_i} + \frac{h^3}{24\,EI_d}. \qquad (5)$$

Comparînd formulele (1) şi (5), rezultă că, în limitele unui etaj, creşterea deplasării unui stîlp cu goluri este mai mare decît creşterea deplasării stîlpului echivalent cu secţiunea plină în dreptul aceluiaşi etaj şi anume cu valoarea:

$$\frac{h^3}{24\,EI_d}.$$

Pentru un număr „n" de etaje, diferenţa deplasării va fi:

$$\frac{n\,h^3}{24\,EI_d}. \qquad (6)$$

Ideea fundamentală din calculul prezentat mai sus constă în aceea că la determinarea deplasării stîlpilor cu goluri, consideraţi cadre, se foloseşte formula lui Mohr, calculîndu-se prima şi a doua integrală:

$$\delta\,ik = \Sigma \int \frac{\overline{M}M}{EI}\,dx + \Sigma \int \frac{\overline{N}N}{EA}\,dx.$$

Prima integrală reprezintă deplasarea datorită încovoierii ramurilor verticale ale stîlpului între rigle, care, pentru $X=1$, este egală cu:

$$\frac{nh^3}{24\,EI_d}$$

A doua integrală reprezintă deplasarea ramurilor datorită forţelor axiale longitudinale. Această deplasare provocată de forţele longitudinale axiale N este deplasarea prin încovoiere a stîlpului echivalent cu secţiunea plină, avînd momentul de inerţie egal numeric cu momentul de inerţie de la partea inferioară a stîlpului cu goluri:

$$I_i = \frac{A_d \cdot d^2}{2},$$

$$\Sigma \int \frac{\overline{N}N}{EA_d}\,dx = \Sigma \int \frac{\overline{M}M}{EI_i}\,dx, \qquad (7)$$

rezultă:

$$\delta\,ik = \frac{nh^3}{24\,EI_d} + \Sigma \int \frac{\overline{M}M}{EI_i}\,dx.$$

La stîlpi cu goluri mari (cadre multietajate), stabilirea reacţiunilor X_i (noduri fixe) şi a reacţiunilor elastice X_{eli} (articulaţiile superioare deplasabile pe orizontală), pentru diferitele încărcări, se poate face pe stîlpi echivalenţi cu secţiunea plină, prin metoda deformaţiilor simplificată de autori [6].

Pentru podurile rulante, la hale cu una sau două deschideri, se poate ţine seamă de conlucrarea spaţială (coeficientul Cs), dacă acoperişul halei este considerat şaibă orizontală rigidă.

Valoarea eforturilor M, N, Q, raportate la axa geometrică a stîlpului echivalent cu secţiunea plină, se află considerînd stîlpul ca o consolă încărcată cu sarcinile exterioare şi reacţiunea X_{eli} aplicată în articulaţia superioară.

Eforturile în ramurile şi riglele stîlpului cadru se determină astfel:

Forţele longitudinale axiale N_d în ramurile stîlpilor se calculează cu formula:

$$N_d = \frac{N}{2} \pm \frac{M \cdot \eta}{d} \qquad (8)$$

unde:

M şi N sînt eforturile calculate în stîlpul echivalent cu secţiunea plină;

η — coeficientul de încovoiere a stîlpului în lung.

În metoda de calcul la rupere şi pentru stîlpi de beton armat, η este determinat cu formula recomandată în pct. [3] din bibliografie:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{12\,CR_iA}\left(\frac{H}{i_i}\right)^2} \qquad (9)$$

unde:

$$C = \frac{66\,000}{R + 350}\left(\frac{1}{\frac{e_o}{h_s} + 0{,}16} + 200\,\mu + 1\right).$$

Pentru stîlpi cu secţiune plină:

$$i_i^2 = i^2 = \frac{I}{A}, \qquad (10)$$

unde:

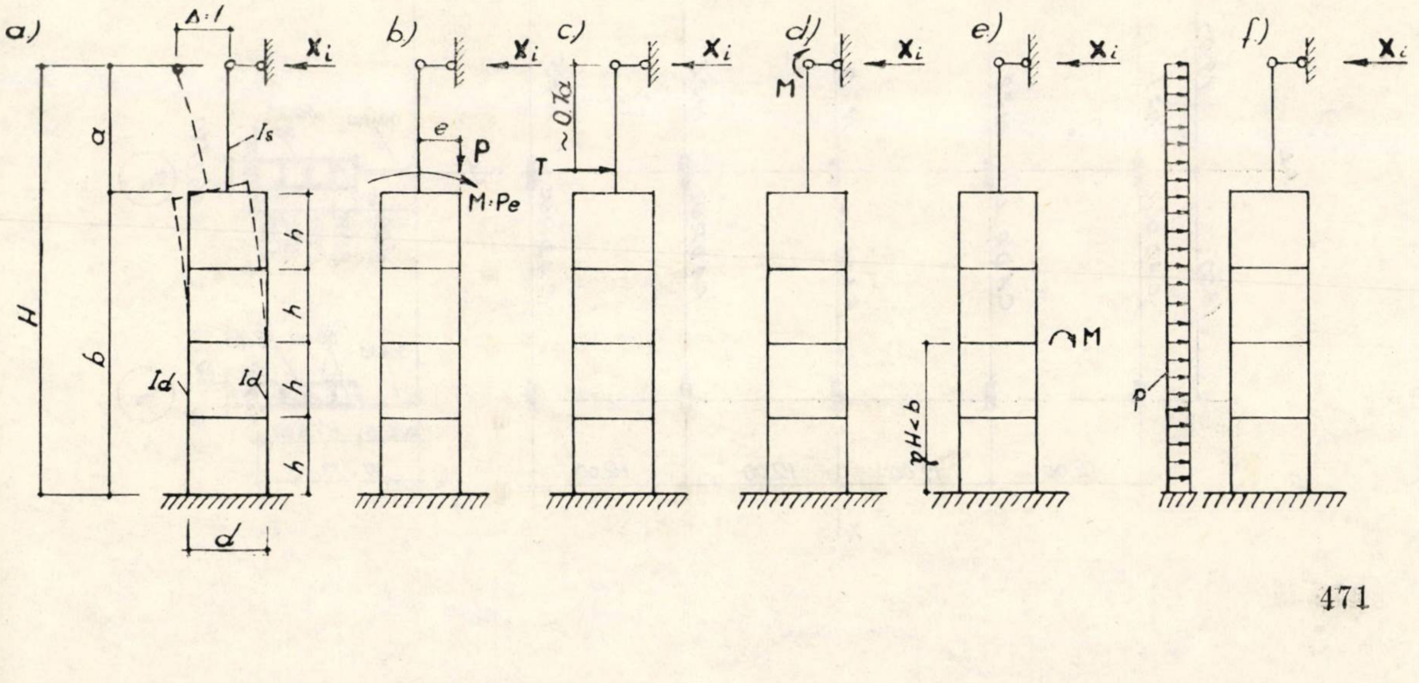
i este raza de inerţie,

h_s — înălţimea secţiunii stîlpului,

R_i — rezistenţa de rupere prin încovoiere,

μ — procentul de armare.

Fig. 5



Valorile raportului $\frac{e_o}{h_s}$ pentru calculul valorii C sînt date în tabela 1.

Pentru stîlpii cu goluri, i_i din formula (10) este raza transformată de inerţie şi arată importanţa flexibilităţii ramurilor verticale în planul încovoierii stîlpilor cu două ramuri ca pentru o secţiune compusă (fig. 4).

$$i_i^2 = \frac{d^2}{4\left(1 + \frac{3\,d^2}{n^2 \cdot h_s^2}\right)} \qquad (11)$$

unde :

n este numărul de etaje la stîlpul calculat.

Momentele încovoietoare M în ramurile stîlpului cu goluri, la extremităţile înălţimii etajului, se stabilesc cu formula :

$$M = \frac{Qh}{4}. \qquad (12)\ {}^{*)}$$

Momentul încovoietor din rigle este egal cu suma momentelor din două ramuri care vin la nodul respectiv :

$$M_r = \frac{Qh}{2}. \qquad (13)\ {}^{*)}$$

Forţa tăietoare în rigle se stabileşte cu formula :

$$Q_r = \frac{Qh}{d}. \qquad (14)\ {}^{*)}$$

În aceste formule, Q este forţa tăietoare din secţiunea stîlpului echivalent, cu secţiunea plină, în dreptul căreia se calculează momentul şi forţa tăietoare în stîlpul cu ramuri.

Reacţiunile X_i din cadrul cu noduri fixe se stabilesc pentru fiecare caz de încărcare separat, cu ajutorul următoarelor formule :

Pentru rotirea încastrării stîlpului cu unghiul $\alpha = 1$,

$$X_\alpha = \frac{H}{\delta_1'} = \frac{3EI_i}{H^2(1 + K + K_1)}. \qquad (15)$$

Pentru deplasarea $\Delta = 1$,

$$X_\Delta = \delta\,\frac{1}{11} = \frac{3\,EI_i}{H^3(1 + K + K_1)}. \qquad (16)$$

Din acţiunea momentului încovoietor al consolei M, (fig. 5 b):

$$X = \frac{\delta\,1p}{\delta\,11} = \frac{3\,M(1 - \lambda^2)}{2\,H(1 + K + K_1)}. \qquad (17)$$

Din acţiunea forţei transversale T, (fig. 5 c):

$$X = \frac{T(1 - \lambda + K_1)}{1 + K + K_1}. \qquad (18)$$

Din acţiunea momentului M aplicat la extremitatea superioară, (fig. 5 d):

$$X = \frac{3M\left(1 + \frac{K}{\lambda}\right)}{2H(1 + K + K_1)} \qquad (19)$$

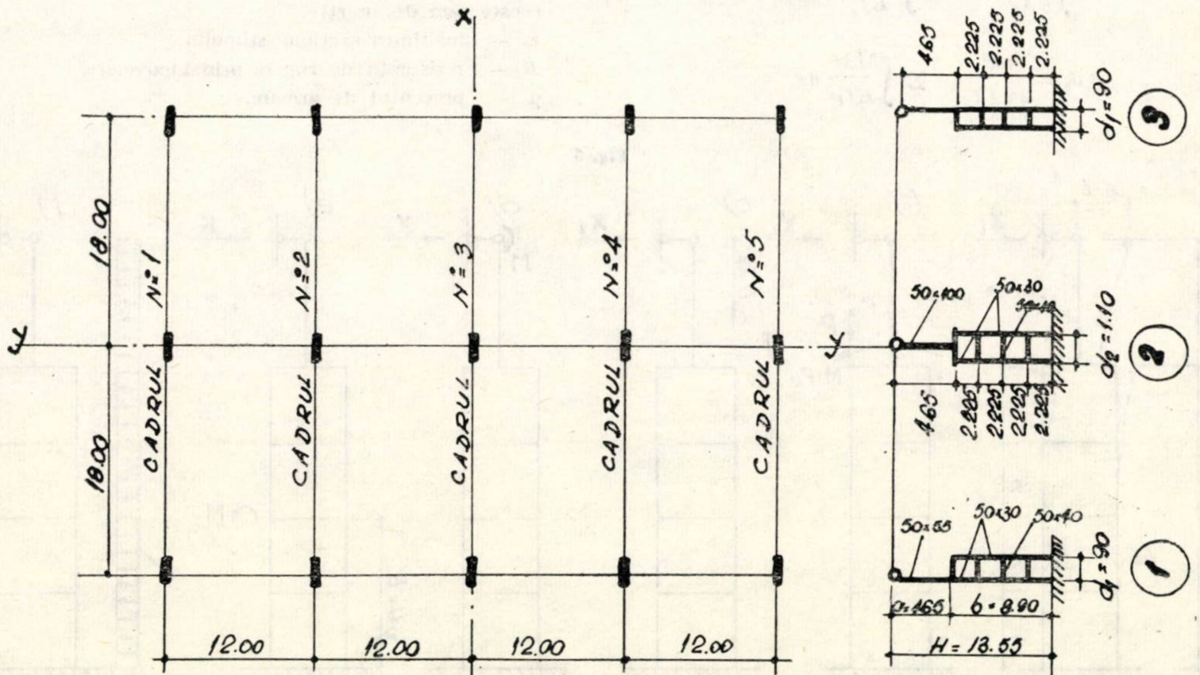
Din acţiunea momentului M aplicat la distanţa $\eta H < b$ de încastrare, (fig. 5 e):

$$X = \frac{3\,M\eta(2 - \eta)}{2\,H(1 + K + K_1)} \qquad (20)$$

Din acţiunea sarcinii uniform distribuite p, (fig. 5 f):

$$X = \frac{3\,pH\,[1 + \lambda K + 1{,}33\,(1 + \lambda)\,K_1]}{8\,(1 + K + K_1)}, \qquad (21)$$

Fig. 6



---

*) În formulele (12), (13) şi (14) am neglijat influenţa deformabilităţii ramurilor verticale stîlpului cu goluri, întrucît aceasta este foarte mică în acest caz, riglele cadrului format avînd rigiditate foarte mare.

Tabela 1

Marca betonului	H/b					
	15 și mai puțin	20	25	30	35	40
150	0,6	0,45	0,3	0,2	0,15	0,07
200	0,55	0,4	0,3	0,2	0,1	0,07
300	0,5	0,35	0,25	0,15	0,06	–
400	0,4	0,3	0,25	0,1	–	–
500	0,35	0,25	0,15	0,05	–	–
600	0,3	0,2	0,1	–	–	–

în care :

$$\lambda = \frac{a}{H},$$

$$K = \lambda^3 \left(\frac{I_i}{I_s} - 1\right),$$

$$K_1 = \frac{(1-\lambda)^3 I_i}{8\, n^2 I_d},$$

n este numărul de etaje la un stîlp cu goluri.

Formulele (15) — (21) sînt universale, deoarece pot fi folosite pentru calculul reacțiunii X, atît la stîlpii cu goluri, cît și la stîlpii cu secțiunea plină.

Pentru stîlpii cu secțiune plină și în trepte

$$K_1 = 0.$$

Pentru stîlpii cu secțiune plină și constantă

$$K = K_1 = 0.$$

Cu formulele (15) — (21) se poate determina deplasarea articulațiilor stîlpilor cu goluri (cadru) și în trepte, pentru calculul cadrelor plane, prin metoda eforturilor, cu relațiile :

$$\delta 11 = \frac{1}{X_\Delta}; \quad \delta 1p = \frac{X}{X_\Delta}.$$

SISTEMATIZAREA CALCULULUI

Pentru organizarea calculului este indicată concentrarea datelor de calcul în tabelele 2 și 3 (exemplul de calcul).

Observație

În ipoteza încărcării cu podurile rulante rezultă eforturi maxime în stîlpul direct încărcat pentru schema de calcul cu încărcarea unei singure deschideri, aferentă stîlpului considerat.

Exemplu de calcul

Să se calculeze eforturile din stîlpii cu goluri mari din beton armat prefabricat ai unui cadru transversal curent, cu două deschideri de 18,00 m la o hală industrială, la acțiunea podurilor rulante. În fiecare deschidere funcționează două poduri rulante electrice în regim mediu de lucru, cu capacitate de ridicare $Q_1 = 20/5$ tf și $Q_2 = 5$ tf. Hala are patru travee de 12,00 m. Acoperișul se realizează din elemente prefabricate de beton armat tipizat.

Planul halei și secțiunea transversală sînt prezentate în figura 6, iar caracteristicile geometrice ale stîlpilor, în figurile 7 și 8.

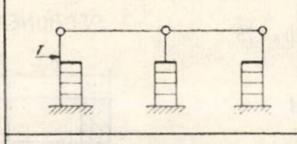
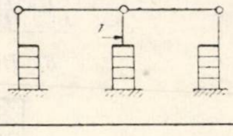
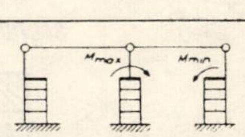
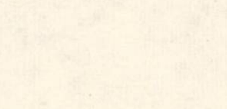
Coeficientul de conlucrare spațială pentru cadrul 2 va fi :

$$C_s = \frac{1}{\dfrac{1}{n} + \dfrac{y_\Delta^2}{2\sum\limits_{1}^{m} \cdot y_c^2}} = \frac{1}{\dfrac{1}{5} + \dfrac{12^2}{2(12^2 + 24^2)}} = 3,33$$

Tabela 2

Stîlpul	A_d	J, m^4: I_s	I_d	$I_i = \frac{A_d \cdot a^2}{8}$	$\lambda = \frac{a}{H}$	$K = \lambda^3\left(\frac{I_i}{I_s} - 1\right)$	$K_1 = \frac{(1-\lambda)^3 I_i}{8n^2 I_d}$	$X_{\Delta i} = \frac{3EI_i}{H^3(1+K+K_1)}$	$R = \Sigma X_{\Delta i}$	C_s	$C_s R$	$r_i = \frac{X_{\Delta i}}{R}$	$r_{si} = \frac{X_{\Delta i}}{C_s R}$
	m^2							t	t		t		
1	0,15	$6,98 \cdot 10^{-3}$	$1,125 \cdot 10^{-3}$	$9,07 \cdot 10^{-3}$	0,343	0,318	0,108	$5,15 \cdot 10^{-3} \cdot E$	$19,36 \cdot 10^{-3} E$	3,33	$64,5 \cdot 10^{-3} E$	0,267	0,08
2	0,15	$4,17 \cdot 10^{-3}$	$1,125 \cdot 10^{-3}$	$9,07 \cdot 10^{-3}$	0,343	0,047	0,161	$9,06 \cdot 10^{-3} \cdot E$				0,466	0,14
3	0,15	$6,98 \cdot 10^{-3}$	$1,125 \cdot 10^{-3}$	$6,07 \cdot 10^{-3}$	0,343	0,312	0,108	$5,15 \cdot 10^{-3} \cdot E$				0,267	0,08

Tabela 3

INCARCARI	SCHEMA DE INCARCARE	X_i t: STILP ①	STILP ②	STILP ③	$R_p = \Sigma X_i$ t	$X_{el_i} = \pm X_i - R_p \cdot r_i$: STILP ①	STILP ②	STILP ③
PODURI RULANTE		0.81	0	0	0.81	$X_{el_1} = 0,81 - 0,81 \cdot 0,08 = 0,75$	$X_{el_2} = 0 - 0,81 \cdot 0,14 = -0,11$	$X_{el_3} = 0 - 0,81 \cdot 0,08 = -0,06$
		0	1,02	0	1,02	$X_{el_1} = 0 - 1,02 \cdot 0,08 = -0,08$	$X_{el_2} = 1,02 - 1,02 \cdot 0,14 = 0,88$	$X_{el_3} = 0 - 1,02 \cdot 0,08 = -0,08$
		2.34	-2.02	0	0.32	$X_{el_1} = 2,34 - 0,32 \cdot 0,08 = 2,31$	$X_{el_2} = -2,02 - 0,32 \cdot 0,14 = -2,07$	$X_{el_3} = 0 - 0,32 \cdot 0,08 = -0,03$
		0	4.04	-1.17	2.87	$X_{el_1} = 0 - 2,87 \cdot 0,08 = -0,23$	$X_{el_2} = 4,04 - 2,87 \cdot 0,14 = 3,64$	$X_{el_3} = -1,17 - 2,87 \cdot 0,08 = -1,40$

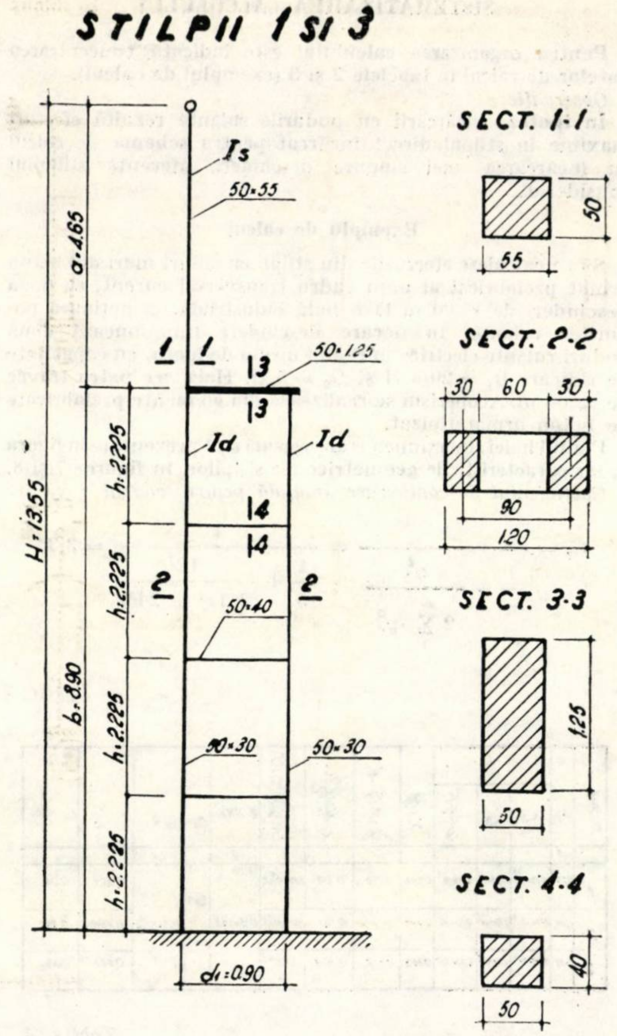

STILPII 1 SI 3
SECT. 1-1
Is
50·55
a·4.65
50
55
SECT. 2-2
50·125
1 1
13
13
30 60 30
Id
Id
H·13.55
h·2225
14
14
90
120
2 2
50·40
SECT. 3-3
b·890
h·2225
50·30
50·30
125
50
h·2225
SECT. 4-4
40
50
d1·090

Fig. 7

unde :

n este numărul de cadre transversale ale halei,

y_Δ — distanţa de la centrul de rotaţie la cadrul 2,

y_c — distanţele de la centrul de rotaţie la celelalte cadre transversale.

Tabela 2 cuprinde caracteristicile geometrice şi mecanice ale stîlpilor 1, 2 şi 3.

Stabilirea reacţiunilor X_i în prima etapă (noduri fixe)

Pentru podurile rulante :

Aplicînd formula (18) se obţin :

$$\left.\begin{array}{l}X_1=0{,}81\ \text{t}\\ X_2=0\\ X_3=0.\end{array}\right\}\ \text{(fig. 9)}$$

$$\left.\begin{array}{l}X_1=0\\ X_2=1{,}02\ \text{t}\\ X_3=0.\end{array}\right\}\ \text{(fig. 10)}$$

Aplicînd formula (17) se obţin :

$$\left.\begin{array}{l}X_1=2{,}34\ \text{t}\\ X_2=2{,}02\ \text{t}\\ X_3=0.\end{array}\right\}\ \text{(fig. 11)}$$

$$\left.\begin{array}{l}X_1=0\\ X_2=4{,}04\ \text{t}\\ X_3=1{,}17\ \text{t}.\end{array}\right\}\ \text{(fig. 12)}$$

Cu ajutorul tabelei 3 se calculează reacţiunile elastice X_i din articulaţiile superioare ale stîlpilor.

STABILIREA EFORTURILOR ÎN STÎLPUL 1

1. Forţa transversală orizontală T = 1,5 t pe stîlpul 1

Momentele încovoietoare în stîlpul echivalent cu secţiune plină (fig. 13 b)

$$M_T = 0{,}75\times 3{,}45 = +2{,}58\ \text{tm}$$

$$M_{\text{I}} = +X_{el}\times 4{,}65 - T\times 1{,}20 = +1{,}68\ \text{tm}$$

$$M_{\text{II}} = +1{,}68\ \text{tm}$$

$$M_{\text{III}} = +X_{el}\times H - T\times 10{,}10 = -5{,}00\ \text{tm}.$$

Momente încovoietoare în stîlpul cadru (fig. 13 c)

$$M_T = +2{,}58\ \text{tm}$$

$$M_{\text{I}} = +1{,}68\ \text{tm}.$$

Momente în ramurile verticale

Momentele încovoietoare în ramurile verticale ale etajelor superioare şi inferioare le vom considera neegale la capetele ramurilor etajelor respective, datorită faptului că rigla superioară are o rigiditate mult mai mare decît restul riglelor, iar la partea de jos stîlpul este încastrat perfect

$$M_S = \frac{Q\cdot h}{3} = +\,0{,}56\ \text{tm}$$

unde :

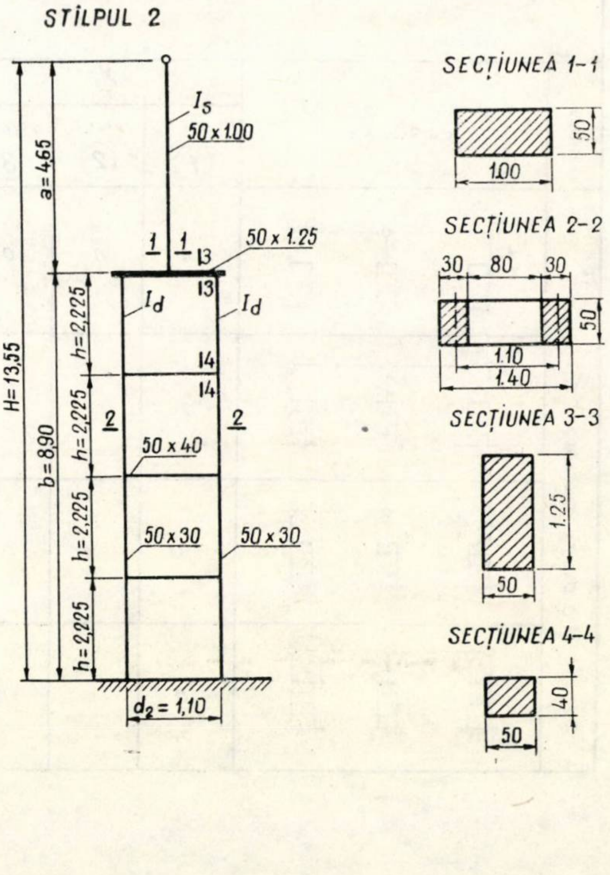
$$Q = T - X_{el} = +\,0{,}75\ \text{tm}$$

$$M_n = \frac{Q\cdot h}{4} = +\,0{,}42\ \text{tm}$$

$$M_i = \frac{Q\cdot h}{3} = -\,0{,}56\ \text{tm}.$$

M_s, M_n şi M_i se văd în figura 13.

Fig. 8


STÎLPUL 2
I5
50x1.00
a=4.65
SECŢIUNEA 1-1
50
1.00
1 1
50 x 1.25
13
13
Id
Id
SECŢIUNEA 2-2
30 80 30
50
1.10
1.40
H=13.55
h=2,225
14
14
2 2
b=8,90
h=2,225
50 x 40
SECŢIUNEA 3-3
1.25
50
h=2,225
50 x 30
50 x 30
h=2,225
SECŢIUNEA 4-4
40
50
d2 = 1,10

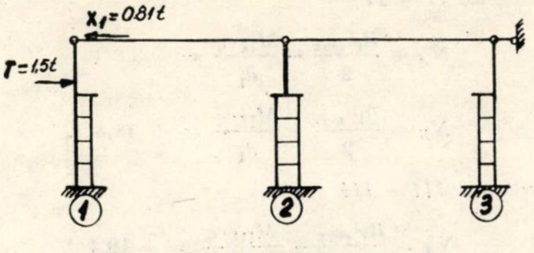


Fig. 9. Forța transversală de frînare

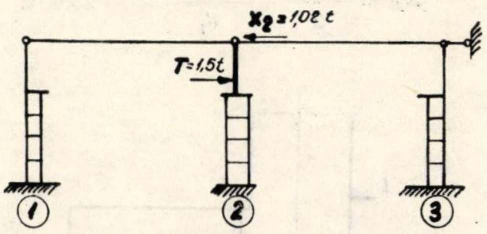


Fig. 10. Forța transversală de frînare

Momente in rigle

$$M_{4-4'} = M_I - M_S = -\ 1{,}12 \text{ tm}$$

$$M_r = \frac{Q \cdot h}{2} = +\ 0{,}83 \text{ tm}$$

$$M_{1-1'} = -\ M_{1'-1} = +\left(M_n + \frac{M_i}{2}\right) = +\ 0{,}70 \text{ tm}.$$

Forțele tăietoare în ramurile verticale A și B

$$Q_A = Q_B = +\ \frac{Q}{2} = +\ 0{,}375 \text{ t}.$$

Forțele tăietoare Q_r în rigle

$$Q_{4-4'} = Q_{4'-4} = \frac{M_{4-4'} - M_S}{d_1} = +\ 0{,}62 \text{ t}$$

$$Q_r = -\ \frac{Q \cdot h}{d_1} = -1{,}85 \text{ t}$$

$$Q_{1-1'} = Q_{1'-1} = -\ \frac{M_{1-1'} + M_{1'-1}}{d_1} = -1{,}56 \text{ t}.$$

Forțele axiale N în ramurile verticale A și B

În secțiunea I—I

$$N_I = 0.$$

În secțiunea II—II

$$N_A = N_I + \frac{M_{II} \cdot \eta}{d_1} = +\ 1{,}90 \text{ t}$$

$$N_B = N_I - \frac{M_{II} \cdot \eta}{d_1} = -\ 1{,}90 \text{ t}.$$

În secțiunea III—III

$$N_A = N_I - \frac{M_{III} \cdot \eta}{d_1} = -\ 5{,}67 \text{ t}$$

$$N_B = N_I + \frac{M_{III} \cdot \eta}{d_1} = +\ 5{,}67 \text{ t}.$$

De remarcat că semnul eforturilor poate fi plus sau minus după sensul de acțiune a forței orizontale *T*.

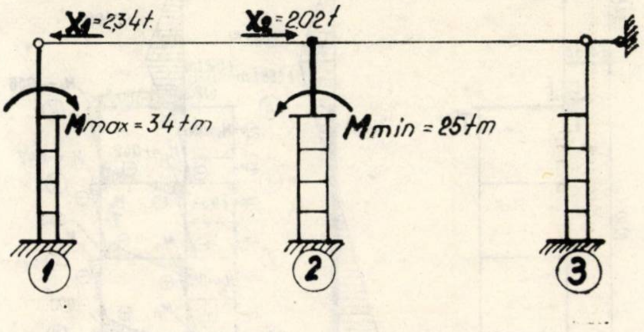


Fig. 11. Momente maxime și minime

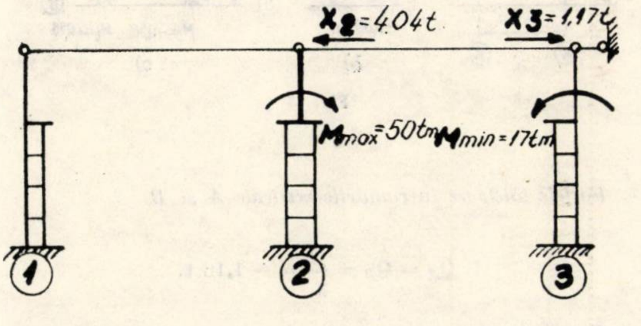


Fig. 12. Momente maxime și minime

2. Momentul maxim pe consola stîlpului 1 (fig. 14)

Momentele încovoietoare în stîlpul echivalent cu secțiunea plină (fig. 14 b)

$$M_{max} = 45 \times 0{,}775 = 34 \text{ tm}$$

$$M_{I} = X_{el} \cdot a = +\ 10{,}8 \text{ tm}$$

$$M_{II} = X_{el} \cdot a - M_{max} = -\ 23{,}2 \text{ tm}$$

$$M_{III} = X_{el} \cdot H - M_{max} = -2{,}7 \text{ tm}.$$

Momente încovoietoare în stîlpul cadru (fig. 14 c)

$$M_I = +\ 10{,}8 \text{ tm}.$$

Momente în ramurile verticale A și B

$$M_S = -\ \frac{Q \cdot h}{3} = +\ 1{,}71 \text{ tm}$$

unde :

$$Q = -X_{el} = -\ 2{,}31 \text{ t}$$

$$M_n = -\ \frac{Q \cdot h}{4} = +\ 1{,}29 \text{ tm}$$

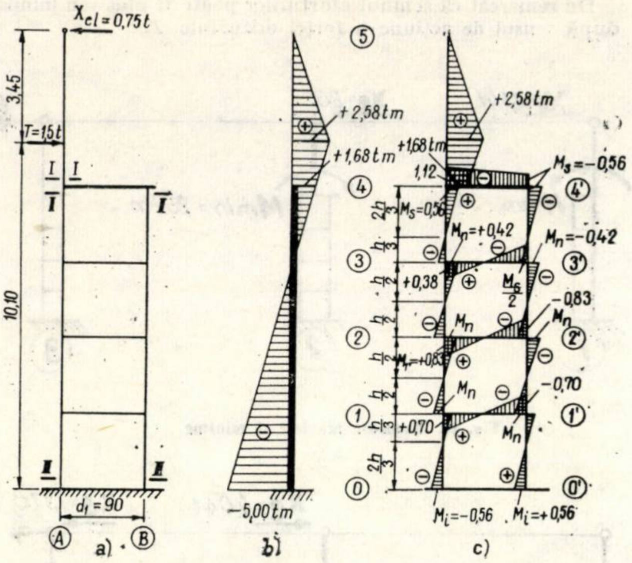
$$M_i = \frac{Q \cdot h}{3} = -1{,}71 \text{ tm}.$$

Momente încovoietoare în rigle

$$M_{4-4'} = -\ (M_I - M_S) = -\ 9{,}09 \text{ tm}$$

$$M_r = -\ \frac{Q \cdot h}{2} = +\ 2{,}57 \text{ tm}$$

$$M_{1-1'} = -\ M_{1'-1} = M_n + \frac{M_i}{2} = +\ 2{,}15 \text{ tm}.$$



$X_{el}=0,75t$
3,45
T=1,5t
I
I
10,10
II
$d_1=90$
A
B
a)
+2,58 tm
+1,68 tm
⊕
⊖
−5,00 tm
b)
⑤
④
③
②
①
⓪
④'
③'
②'
①'
⓪'
+2,58 tm
+1,68 tm
1,12
$M_s=-0,56$
$M_s=0,56$
$M_n=+0,42$
$M_n=-0,42$
+0,38
$\frac{M_c}{2}$
−0,83
M_n
$M_i=+0,83$
−0,70
+0,70
$M_i=-0,56$
$M_i=+0,56$
c)

Fig. 13

Forțele tăietoare în ramurile verticale A și B

$$Q_A = Q_B = \frac{Q}{2} = -\,1{,}16 \text{ t.}$$

Forțele tăietoare Q_r în rigle

$$Q_{4-4'} = Q_{4'-4} = \frac{M_{4-4'} + M_S}{d_1} = +\,12{,}0 \text{ t}$$

$$Q_r = \frac{Q \cdot h}{d_1} = -\,5{,}72 \text{ tm}$$

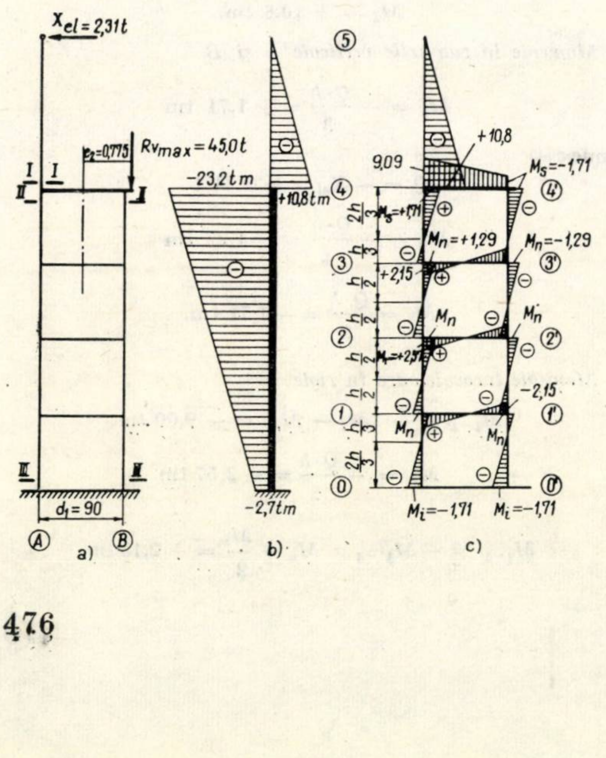
$$Q_{1-1'} = Q_{1'-1} = \frac{M_{1-1'} + M_{1'-1}}{d_1} = -\,4{,}78 \text{ t.}$$

Forțe axiale N în ramurile verticale A și B

Secțiunea I — I

$$N_I = 0.$$

Fig. 14



$X_{el}=2,31t$
I
I
II
$e_2=0,775$
$Rv_{max}=45,0t$
−23,2 tm
+10,8 tm
⊖
$d_1=90$
A
B
a)
−2,7 tm
b)
⑤
④
③
②
①
⓪
④'
③'
②'
①'
⓪'
+10,8
9,09
$M_s=-1,71$
$M_s=+1,71$
$M_n=+1,29$
$M_n=-1,29$
+2,15
M_n
$M_i=+2,15$
−2,15
$M_i=-1,71$
$M_i=-1,71$
c)

Secțiunea II — II

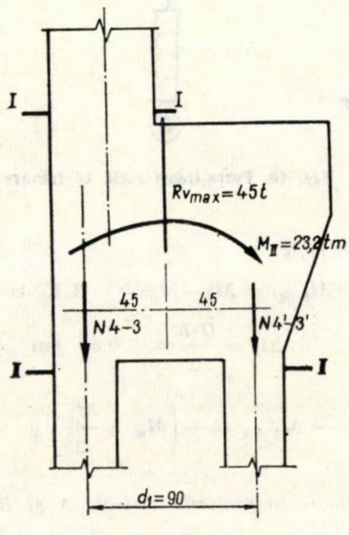
$$N_A = \frac{R_{V\,max}}{2} - \frac{M_{II} \cdot \eta}{d_1} = -\,3{,}8 \text{ t}$$

$$N_B = \frac{R_{V\,max}}{2} + \frac{M_{II} \cdot \eta}{d_1} = +\,48{,}8 \text{ t.}$$

Secțiunea III — III

$$N_A = \frac{R_{V\,max}}{2} - \frac{M_{III} \cdot \eta}{d_1} = +\,19{,}4 \text{ t}$$

$$N_B = \frac{R_{V\,max}}{2} + \frac{M_{III} \cdot \eta}{d_1} = +\,25{,}6 \text{ t.}$$



I
I
$Rv_{max}=45t$
$M_{II}=23,2tm$
45
45
N4-3
N4'-3'
I
I
$d_1=90$

Fig. 15

STABILIREA EFORTURILOR ÎN STÎLPUL 2

1. Forța orizontală transversală

T = 1,5 t pe stilpul 2 (fig. 16)

Momentele încovoietoare în stîlpul echivalent cu secțiune plină (fig. 16 b)

$$M_T = -\,X_{el} \times 3{,}45 = -\,3{,}04 \text{ tm}$$

$$M_I = X_{el} \times a + T \times 1{,}20 = -\,2{,}29 \text{ tm}$$

$$M_{II} = M_I = -\,2{,}29 \text{ tm}$$

$$M_{III} = X_{el} \times H + T \times 10{,}10 = +\,3{,}30 \text{ tm.}$$

Momentele încovoietoare în stîlpul cadru (fig. 16 c)

$$M_T = -\,3{,}04 \text{ tm}$$

$$M_I = -\,2{,}29 \text{ tm.}$$

Momentele ramurilor verticale A și B

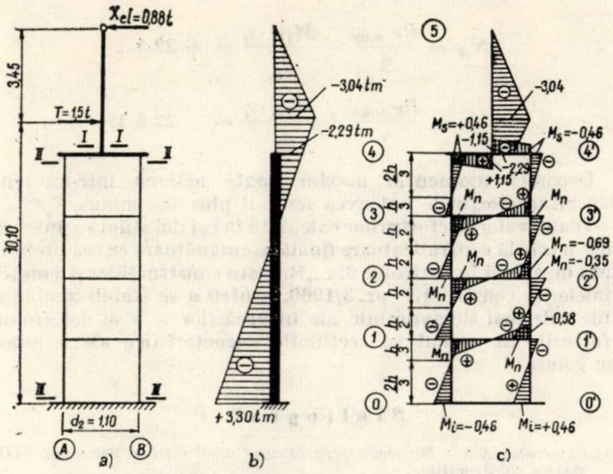
$$M_S = \frac{Q \cdot h}{3} = +\,0{,}46 \text{ tm}$$

unde :

$$Q = T - X_{el} = +\,0{,}62 \text{ t}$$

$$M_n = \frac{Q \cdot h}{4} = +\,0{,}345 \text{ tm}$$

$$M_i = -\frac{Qh}{3} = -\,0{,}46 \text{ tm.}$$



$X_{el}=0,88t$
3,45
T=1,5t
I
I
10,10
II
II
$d_2=1,10$
A
B
a)
-3,04tm
-2,29tm
+3,30tm
b)
⑤
④
③
②
①
⓪
$M_s=+0,46$
-1,15
$M_s=-0,46$
-3,04
-2,29
+1,15
M_n
$M_r=-0,69$
$M_n=-0,35$
-0,58
$M_i=-0,46$
$M_i=+0,46$
c)

Fig. 16

Momentele la rigle

La mijlocul riglei 4 — 4′

$$M = \frac{M_i}{2} = 1{,}15 \text{ tm.}$$

La extremitățile riglelor

$$M_{4-4'} = M_S = +0{,}46 \text{ tm}$$

$$M_{4'-4} = -M_S = -0{,}46 \text{ tm}$$

$$M_r = \frac{Qh}{2} = 0{,}69 \text{ tm}$$

$$M_{1-1'} = -M_{1'-1} = \frac{Qh}{6} + \frac{Qh}{4} = +0{,}575 \text{ tm.}$$

Forțele tăietoare în ramurile verticale A și B

$$Q_A = Q_B = \frac{Q}{2} = +0{,}31 \text{ t.}$$

Forțele tăietoare Q_r în rigle

$$Q_{4-4'} = Q_{4'-4} = \frac{Q \cdot h}{d_2} = +1{,}26 \text{ t}$$

$$Q_r = \frac{Qh}{d_2} = +1{,}26 \text{ t}$$

$$Q_{1-1'} = Q_{1'-1} = \frac{M_{1-1'} + M_{1'-1}}{d_2} = +1{,}05 \text{ t.}$$

Forțele axiale N în ramurile verticale A și B

Secțiunea I — I

$$N_I = 0.$$

Secțiunea II — II

$$N_A = N_I + \frac{M_{II} \cdot \eta}{d_2} = +2{,}13 \text{ t}$$

$$N_B = N_I - \frac{M_{II} \cdot \eta}{d_2} = -2{,}13.$$

Secțiunea III — III

$$N_A = N_I - \frac{M_{III} \cdot \eta}{d_2} = -3{,}06 \text{ t}$$

$$N_B = N_I + \frac{M_{III} \cdot \eta}{d_2} = +3{,}06 \text{ t.}$$

Semnul eforturilor poate fi plus sau minus, după sensul de acțiune a forței orizontale *T*.

2. Momentul maxim pe consola stîlpului 2 (fig. 17)

Momentele încovoietoare în stîlpul echivalent cu secțiunea plină (fig. 17 b)

$$M_I = X_{el} \cdot a = -16{,}9 \text{ tm}$$

$$M_{II} = R_{V\,max} \cdot e_3 - X_{el} \cdot a = +32{,}50 \text{ tm}$$

$$M_{III} = R_{V\,max} \cdot e_3 - X_{el} \cdot H = +0{,}20 \text{ tm.}$$

Momentele încovoietoare în stîlpul cadru (fig. 17 c)

$$M_I = -16{,}9 \text{ tm.}$$

Momentele în ramurile verticale A și B

$$M_s = \frac{Qh}{3} = +2{,}70 \text{ tm}$$

unde:

$$Q = -X_{el} = -3{,}64 \text{ t}$$

$$M_n = \frac{Qh}{4} = +2{,}02 \text{ tm}$$

$$M_i = \frac{Qh}{3} = -2{,}70 \text{ tm.}$$

Momentele în rigle

La mijlocul riglei 4 — 4′

$$M = \frac{M_I}{2} = 8{,}45 \text{ tm.}$$

La extremitățile riglelor

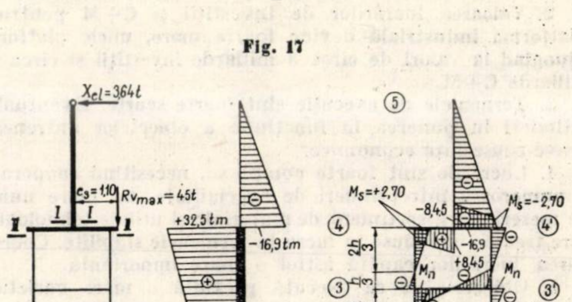
$$M_{4-4'} = M_S = +2{,}70 \text{ tm}$$

$$M_{4'-4} = -M_S = -2{,}70 \text{ tm}$$

$$M_r = \frac{Qh}{2} = +4{,}04 \text{ tm}$$

$$M_{1-1'} = M_{1'-1} = \frac{M_i}{2} + M_n = +3{,}37 \text{ tm.}$$

Fig. 17



$X_{el}=3,64t$
$c_3=1,10$
$R_{V\,max}=45t$
+32,5tm
-16,9tm
I
I
II
II
$d_2=1,10$
A
B
a)
+0,2tm
b)
⑤
④
③
②
①
⓪
$M_s=+2,70$
$M_s=-2,70$
8,45
-16,9
+8,45
M_n
$M_r=-4,04$
$M_n=+2,02$
$M_n=-2,02$
-3,37
$M_i=-2,70$
$M_i=+2,70$
c)

Forţele tăietoare în ramurile verticale A şi B

$$Q_A = Q_B = -\frac{X_{el}}{2} = -1{,}82 \text{ t.}$$

Forţele tăietoare în rigle

$$Q_{4-4'} = \frac{R_{V\,max}}{2} + \frac{-M_{4-4'} - M_{4'-4} + M_I}{d_2} = +33{,}0 \text{ t}$$

$$Q_{4'-4} = \frac{R_{V\,max}}{2} + \frac{M_{4-4'} + M_{4'-4} - M_I}{d_2} = +12{,}0 \text{ t}$$

$$Q_r = \frac{Q \cdot h}{d_2} = -7{,}35 \text{ t}$$

$$Q_{1-1'} = Q_{1'-1} = -\frac{M_{1-1'} + M_{1-1'}}{d_2} = -6{,}12 \text{ t.}$$

Forţele axiale N în ramurile verticale A şi B

Secţiunea I — I

$$N_I = 0.$$

Secţiunea II — II

$$N_A = \frac{R_{V\,max}}{2} - \frac{M_{II} \cdot \eta}{d_2} = -11{,}20 \text{ t}$$

$$N_B = \frac{R_{V\,max}}{2} + \frac{M_{II} \cdot \eta}{d_2} = +56{,}2 \text{ t.}$$

Secţiunea III — III

$$N_A = \frac{R_{V\,max}}{2} - \frac{M_{III} \cdot \eta}{d_2} = +22{,}4 \text{ t}$$

$$N_B = \frac{R_{V\,max}}{2} + \frac{M_{III} \cdot \eta}{d_2} = +22{,}6 \text{ t.}$$

Deoarece momentul maxim poate acţiona într-un sens sau altul, eforturile pot avea semnul plus sau minus.

Toate valorile eforturilor calculate la cei doi stîlpi se înscriu într-o tabelă centralizatoare finală asemănătoare cu cea prezentată de autori în articolul din „Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii" nr. 3/1966, pentru a se stabili combinaţiile cele mai defavorabile ale încărcărilor şi a se determina eforturile de calcul în secţiunile caracteristice ale stîlpilor nu goluri.

Bibliografie

[1] Caracostea A.A. : *Manual pentru calculul construcţiilor*. Secţiunea VIII-statica construcţiilor.

[2] Mazilu P.C. : *Statica construcţiilor. Sisteme statice nedeterminate* Vol. II, Bucureşti, Edit. Tehnică, 1959.

[3] Muraşev V.I., Sigalov R.R., Baicov V.N. : *Jelezobetonîe, Stroitelstvo*, Moskva 1962.

[4] Uliţki I.I., Rivkin S.A., Samoletov M.V., Dîhovicinîi A.A., : *Jelezobetonîe, Stroitelstvo*, Kiev, 1959.

[5] * * * : *Spravocinik Proektirovscika — Sbornîe jelezobetonîe, Stroitelstvo*, Moskva, 1959.

[6] Ruşcă C. şi Perjescu M. : *Metodă simplificată de calcul pentru halele industriale*, Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 3, 1966.

Unele aspecte ale introducerii aplicării metodei drumului critic la planificarea şi urmărirea lucrărilor de execuţie din cadrul M.C.I.C.R.

Ing. M. Pătulea, ing. S. Lazăr

Ministerul de Construcţii pentru Industria Chimică şi Rafinării

Marile platforme industriale ce se construiesc de către Ministerul Industriei Chimice în perioada următoare prezintă unele caracteristici, cum ar fi :

1. Volumul producţiei anuale de realizat creşte foarte mult. Astfel, în 1967, se înregistrează o creştere de 35 % faţă de 1966, iar între anii 1967 şi 1968 o creştere de circa 20 %.

2. Valoarea lucrărilor de investiţii şi C+M pentru o platformă industrială devine foarte mare, unele platforme ajungînd la valori de circa 3 miliarde investiţii şi circa 1,3 miliarde C+M.

3. Termenele de execuţie sînt foarte scurte. Eventualele întîrzieri în punerea în funcţiune a obiectelor antrenează grave consecinţe economice.

4. Lucrările sînt foarte complexe, necesitînd cooperarea a numeroase întreprinderi de specialitate, un mare număr de meserii, larg sortiment de materiale şi utilaje tehnologice, care trebuie introduse în lucru la termenele stabilite. Coordonarea lucrărilor capătă astfel o mare importanţă.

5. Obiectele ce se execută prezintă o mare varietate, marea lor majoritate fiind unicate, din care cauză procesul tehnologic şi organizatoric este într-o continuă modificare.

6. Mare parte din lucrări se execută cu utilaje tehnologice şi instalaţii furnizate de firme străine, urmărirea realizării în termen a angajamentelor asumate de părţi fiind de cea mai mare importanţă, nerespectarea lor antrenînd consecinţe economice (pierderea garanţiilor, penalizări etc.).

7. O parte însemnată a documentaţiilor pentru execuţia lucrărilor se predă pe parcursul execuţiei, îngreuind luarea unor măsuri de perspectivă în planificarea raţională a resurselor şi în organizarea lucrărilor.

8. Planificarea lucrărilor se face valoric, urmărirea operativă a valorilor realizate fiind făcută decadal, lunar şi trimestrial, stadiul fizic al lucrărilor se urmăreşte în special pentru termenul de terminare a obiectelor.

Datorită acestui sistem de planificare, pe parcursul execuţiei lucrării, de multe ori, se aleargă după executarea unor valori cît mai mari, care să asigure realizarea planului fără să existe certitudinea că mobilizarea cu prioritate a resurselor pentru activităţile cu valori mari de plan asigură terminarea fizică a obiectelor în termen.

Planurile operative nu se întocmesc pe baza unei metode ştiinţifice. În felul acesta ies permanent la iveală lucrări omise, care sînt absolut necesare anumitor faze şi lucrări întîrziate pe parcurs faţă de termenul final necesar.

În condiţiile arătate mai sus, munca operativă are un caracter neştiinţific. De aici şi concluzia că amploarea şi complexitatea lucrărilor face din ce în ce mai grea conducerea şi coordonarea lucrărilor de execuţie numai pe baza experienţei, rutinei şi intuiţiei cadrelor tehnice.

Iată de ce apariţia unei metode noi de planificare, coordonare şi control pentru executarea unor lucrări complexe a stîrnit un interes atît de mare în rîndul celor ce poartă răspunderea unor sectoare de producţie din diferite domenii economice şi bineînţeles şi din construcţii. Avantajul folosirii acestor metode (metoda PERT, metoda drumului critic etc.) constă în următoarele :

1. Programul de lucru se bazează pe analiza ştiinţifică a legăturilor tehnologice dintre activităţi, stabilind succesiunea lor logică şi necesară, precum şi duratele pe bază de calcul.

2. Sînt puse în evidență activitățile critice care periclitează realizarea termenului final și a termenelor intermediare pentru întregul program, precum și rezervele de timp pe fiecare activitate în parte.

3. Există posibilitatea calculării resurselor necesare programului.

4. Programul poate fi calculat și actualizat cu ajutorul calculatoarelor electronice.

5. Metoda permite coordonarea eficace a tuturor factorilor care concură la realizarea unui obiectiv, stabilind responsabilitatea fiecăruia.

6. Există posibilitatea elaborării mai multor variante, în vederea stabilirii variantei optime de planificare și organizare a execuției.

Calculul acestor variante se poate face de asemenea cu ajutorul calculatoarelor electronice.

GRAFICELE PENTRU PLANIFICAREA ȘI URMĂRIREA LUCRĂRILOR DE CONSTRUCȚII-MONTAJ

În cadrul șantierelor care depind de ministerul nostru-metoda drumului critic a început să se aplice în anul 1964, întocmindu-se grafice rețea pentru castelul de apă (1 000 m^3) de la Slatina și Stația de epurare fizico-chimică—Dej.

La castelul de apă Slatina s-au întocmit grafice pentru trei obiecte, cuprinzînd circa 60 activități reale și circa 20—70 activități fictive.

Graficul pentru Stația de epurare fizico-chimică — Dej cuprinde un număr mare de obiecte. În cadrul graficului s-au stabilit legături tehnologice între obiecte.

Graficul rețea întocmit se caracterizează prin următoarele elemente :

activități reale	306
activități fictive	245
faze	396.

În anul 1965 s-au întocmit grafice rețea pentru Fabrica de negru de fum Pitești (grafic coordonator), Stația de neutralizare — Brăila și Uzina de produse sodice El Mex Alexandria — Republica Arabă Unită (20 obiecte — în total 500 activități).

La întocmirea acestor grafice s-a folosit metoda de reprezentare activitate—arc. Pentru începerea sau terminarea unor obiecte sau a unor activități s-au impus termene legate de obligațiile prevăzute în planul de stat și planurile departamentale.

În anul 1966 se întocmesc grafice rețea pentru obiective industriale cu o valoare de plan pe 1966 de circa 500 milioane lei.

Pînă în prezent s-au întocmit grafice rețea pentru CIC — Turnu Măgurele, Uzina de fire și fibre sintetice Săvinești (obiectivele Poliamid și Textil), Cracarea catalitică de la Braz (utilități), Combinatul chimic Făgăraș, Uzina Policolor București (grafic coordonator), grafice pentru unele obiecte de la Uzina de aluminiu Slatina, Combinatul chimic Victoria (grafic coordonator).

Graficele rețea pentru CIC — Turnu Măgurele cuprindeau un număr de 31 obiecte industriale cu 50—130 activități pentru fiecare obiectiv. Valoarea lucrărilor urmărite prin grafice rețea a fost de circa 40 milioane lei. S-au stabilit termene impuse de începere și terminare a unor activități, precum și termene de terminare a obiectivelor conform planului de stat. Termenele impuse stabilesc anumite legături tehnologice și organizatorice între obiective, precum și între anumite activități de la obiective diferite.

Calculul inițial s-a făcut pentru data de 1 decembrie 1965 pînă la data de 1 iunie 1966, executîndu-se trei calcule de actualizare a graficelor. Calculul inițial și două calcule de actualizare s-au făcut cu calculatorul electronic. Numărul total de activități la toate obiectivele a fost de circa 1 500.

Graficele rețea pentru Uzina de fire și fibre sintetice Săvinești cuprind două obiective importante : corp Poliamid și Textil. Valoarea lucrărilor ce se urmăresc prin aceste grafice este de circa 45 milioane lei.

Obiectivele erau în curs de execuție la data întocmirii graficelor. Graficele pentru Poliamid cuprind 868 activități, iar cele pentru Textil, 617 activități. Calculul inițial a fost executat pentru data de 1 ianuarie 1966, întocmindu-se grafuri cu reprezentarea legăturilor tehnologice și organizatorice.

Calculul inițial și actualizările lunare s-au făcut cu calculatorul electronic Elliott 803 de la Hunedoara. S-au executat șase calcule de actualizare (aprilie, mai, iunie, iulie, august, septembrie). Programul pentru calculator este întocmit după metoda de reprezentare activitate-nod.

Actualizările lunare se calculează înainte de începutul lunii, comunicîndu-se fiecărei întreprinderi rezultatele calculului, activitățile critice și subcritice de ordinul 3, în vederea mobilizării resurselor pe aceste activități ; o atenție deosebită se dă activităților care prezintă întîrzieri (cu rezervă de timp negativă).

La șantierul Brazi (utilități) Cracarea catalitică, s-au întocmit grafice rețea pentru 12 obiecte cu un total de circa 370 activități (20—60 activități pe obiect), cuprinzînd lucrări de execuție în valoare de circa 30 milioane lei.

Graficele au fost calculate manual prin metoda de reprezentare activitate-nod.

Lucrările au fost atacate în avans față de termenul prevăzut în grafice, punerea de acord a graficelor cu stadiul lucrărilor fiind făcută la calcule de actualizare.

La șantierul Combinatului chimic Făgăraș s-au întocmit grafice rețea pentru 12 obiecte de la secția uree și CET. Valoarea lucrărilor ce se urmăresc după grafice este de circa 50 milioane lei. S-a făcut un calcul inițial pentru data de 01.04.1966 și calcule de actualizare pe lunile iunie, iulie, august și septembrie 1966.

Calculele s-au făcut pe tabele după metoda activitate-nod. Rezultatele calculului s-au analizat de antreprenorul general cu subantreprizele, fiind necesare măsuri speciale pentru încadrarea în termenele impuse.

Graficele rețea pe obiecte pentru șantierul Policolor se întocmesc pe măsura apariției proiectelor de execuție. Pînă în prezent sînt întocmite grafice pentru șase obiecte în valoare de circa 31 milioane lei.

La șantierul Uzina de aluminiu Slatina s-au întocmit grafice rețea pentru trei obiecte, avînd un număr de circa 100 activități pentru fiecare obiect.

În cursul anului 1966 se vor întocmi în continuare grafice pentru restul obiectelor de la Policolor București, Metanol-Victoria, Fabrica de celuloză etapa II Suceava, fiind perspective și pentru întocmirea graficelor la platformele noi de la Pitești, Rîmnicu Vîlcea, Iași și lucrările noi de la Craiova și Turnu Măgurele.

GRAFICELE COORDONATOARE

În execuția graficelor rețea pe obiecte s-a ivit o serie de dificultăți și întrebări :

— Dacă termenele impuse stabilite de beneficiar pentru începerea și terminarea obiectelor sînt reale și ajută la punerea în funcțiune a complexului de lucrări.

— Dacă planul valoric pentru desfășurarea lucrărilor, stabilit de organele de planificare pe ani și trimestre, mobilizează rațional resursele.

— În ce ordine trebuie atacate obiectele.

— În ce măsură evoluția fizică a desfășurării lucrărilor influențează termenul final al complexului.

— Dacă există posibilitatea eșalonării raționale a resurselor fără a se depăși termenul final al complexului.

Problemele formulate mai sus au condus la necesitatea întocmirii de grafice coordonatoare ale investiției care să cuprindă activități legate de contractarea instalațiilor cu furnizorii din țară și străinătate, activități de proiectare, avizare, aprovizionare utilaj tehnologic, execuție lucrări construcții, instalații, montaj, rodaj, probe tehnologice etc.

Aceste grafice trebuie să demonstreze rolul fiecărei activități în respectarea termenului final al complexului de lucrări.

După părerea noastră aceste grafice ar trebui să stabilească durata normală a lucrărilor, ținînd seamă de legăturile tehnologice între obiectele ce trebuie puse în funcțiune și între restul activităților, de duratele de proiectare, avizare, execuție etc. și de eventualele termene impuse unor activități. După calcularea duratei normale a lucrărilor ar urma să se țină seamă de durata impusă pentru terminarea lucrărilor, iar eventualele diferențe (întîrzieri), rezultate între durata impusă prin plan și durata normală, să fie repartizate tuturor participanților la realizarea investiției (beneficiar, proiectant, organe de avizare, furnizori de utilaj și materiale, întreprinderi de execuție etc.).

În cadrul M.C.I.C.R. s-a întocmit un grafic coordonator prin metoda drumului critic pentru Uzina Policolor București.

S-a folosit metoda activității-nod, graficul cuprinzînd un număr de 900 activități.

Calculele s-au efectuat la calculatorul electronic de la Hunedoara.

Valoarea lucrărilor prevăzute a se executa conform graficului coordonator de la Uzina Policolor este de 245 milioane lei.

Lucrările sînt complexe, la execuția lor participînd cinci întreprinderi de specialitate, utilajele tehnologice fiind furnizate de numeroase întreprinderi din țară și străinătate.

Un alt grafic coordonator s-a întocmit de către IPRAN pentru lucrările de la Metanol, Orașul Victoria; graficul cuprinde un număr de 350 activități. Valoarea lucrărilor ce se execută conform acestui grafic este de 57 milioane. Metoda utilizată în calcul este reprezentarea activitate-arc.

* * *

Din experimentările făcute în anii precedenți și în prima jumătate a anului 1966 rezultă o serie de constatări care pot fi folositoare în activitatea pe viitor.

POSIBILITĂȚI DE EXTINDERE A METODEI DRUMULUI CRITIC

Metoda drumului critic a fost aplicată în cadrul M.C.I.C.R. la obiecte separate și la complexe cu mai multe obiecte sub forma de grafice pe obiect, grafice pe mai multe obiecte și grafice coordonatoare.

Întocmirea graficelor s-a făcut cu colective de ingineri profilate pe această problemă în cadrul atelierului de proiectare nr. 1 ICMB sau cu echipe formate din ingineri și tehnicieni de pe șantiere, echipe ce au fost în prealabil instruite.

Urmărirea realizărilor și calculele de actualizare s-au făcut cu personal de la șantier, lucrările pentru care s-au întocmit grafice au fost foarte variate și multe din ele foarte complexe, fiind cuprinse în grafice lucrări din platformele industriale, lucrări comune și lucrări de organizare.

Pe baza acestei experiențe tragem concluzia că extinderea acestei metode în cadrul unităților noastre este în funcție de numirea unor cadre permanente care să se ocupe de întocmirea și actualizarea lunară a graficelor, de punerea la dispoziție a documentației tehnice de către institutele de proiectare la nivel de STE sau PA pentru graficele coordonatoare și la nivel de PE pentru graficele pe obiecte precum și de obținerea prin beneficiar a listelor cu termene pentru livrarea utilajelor.

Extinderea acestei metode depinde însă și de posibilitatea creării unui centru de calcul în București dotat cu un calculator electronic de capacitate corespunzătoare și cu aparatura periferică specifică șantierelor de construcții-montaj.

PREGĂTIREA CADRELOR NECESARE APLICĂRII METODEI DRUMULUI CRITIC

O atenție deosebită s-a dat pregătirii cadrelor necesare aplicării metodei drumului critic.

În anul 1965 au fost școlarizați un număr de 200 ingineri, fiind organizate cursuri cu scoaterea din producție cu o durată de patru zile.

În semestrul I/1966, au fost organizate trei cursuri de specializare a inginerilor cu scoaterea din producție. La aceste cursuri au participat 60 ingineri, în program fiind prevăzute lecții și seminarii cu metoda drumului critic.

În mod separat au fost instruite colective de lucru la șantierele care au întocmit grafice rețea.

La unele întreprinderi s-au ținut cicluri de conferințe cu prelucrarea unor exemple concrete de întocmire a graficelor.

În viitor întocmirea graficelor, actualizarea lor lunară și predarea programelor de lucru la loturi se va face de colective speciale, instruite și organizate pentru acest scop.

Programele de lucru cu relatarea fizică a activităților ce trebuie executate în perioada respectivă vor sta la baza activității loturilor și vor fi urmărite de șefii de lot.

Va fi necesar deci de a se pregăti și organiza colectivele de întocmire și actualizare a graficelor, colective ce vor căpăta un caracter permanent, și de a se instrui șefii de lot în întocmirea graficelor, pregătirea datelor necesare actualizării lor și în urmărirea lor permanentă pe teren.

Pentru urmărirea aplicării metodei drumului critic în cadrul M.C.I.C.R., este necesar a se organiza un serviciu de calcul operațional.

De asemenea pentru actualizarea graficelor ce se va face lunar, va fi necesară numirea a cîte unui inginer la fiecare șantier care să se ocupe exclusiv cu graficele rețea (la șantierele care lucrează după aceste grafice). Calculul la calculatorul electronic se va face de o echipă specială formată dintr-un inginer și 1—2 matematicieni.

FORMULARISTICA

Pentru întocmirea și actualizarea graficelor s-au tipărit fișe speciale care cuprind următoarele tabele:

Fișa nr. 1 — tabel cu termene de plan
Fișa nr. 2 — tabel cu termene impuse
Fișa nr. 3 — tabel de date tehnologice și organizatorice (fig. 1)
Fișa nr. 4 — tabel de calcul al termenelor (fig. 2)
Fișa nr. 4 A — tabel pentru calculul de actualizare
Fișa nr. 5 — plan calendaristic.

ACTUALIZAREA GRAFICELOR

Actualizarea lunară a graficelor se face de inginerii care urmăresc această problemă conform instrucțiunilor date de M.C.I.C.R., fiind stabilit următorul ciclu:

— între 20—24 ale lunii se colectează de la loturi și subantreprize date cu privire la noile durate ale activităților pe data de 1 a lunii ce urmează (ex. la 20—24 iunie 1966 s-au stabilit noile durate ale activităților de la 1 iulie 1966, pînă la terminarea activităților respective);

— între 24—27 ale lunii se face calculul manual sau cu calculatorul;

— între 27—30 ale lunii se comunică rezultatele la șantiere, loturi și subantreprize, luîndu-se și măsurile necesare pentru înscrierea în termen și mobilizarea resurselor pe activități critice și subcritice.

PROGRAMELE LA CALCULATORUL ELECTRONIC

Calculele la calculatorul electronic se fac după programele întocmite de Institutul de proiectări pentru automatizări, la cererea M.C.I.C.R.

Pînă în prezent au fost proiectate două programe: un program pentru calculul termenelor în date relative și calendaristice și un program pentru calculul resurselor (materiale, forțe de muncă, utilaje etc.), precum și a consumului tehnic.

În lunile martie, aprilie, mai, iunie și iulie s-au făcut calcule de verificare a programelor, calcule inițiale și calcule lunare de actualizare a graficelor, la calculatorul electronic de la Hunedoara.

Rezultatele calculelor se imprimă sub formă de tabele. Astfel pentru programul de calcul al termenelor avem:

Tabele cu termene în date relative sau calendaristice și rezerve de timp pe fiecare activitate (fig. 3).

Tabele cu activități critice și subcritice de ordinul 3.

Tabele pe responsabili (fig. 4).

Pentru programul cu resurse se imprimă în plus:

Tabele cu eșalonarea pe perioade a necesarului de resurse pentru activitățile neexecutate; tabele cu consumurile tehnice pentru activități executate.

DOUĂ SISTEME DE URMĂRIRE A PLANULUI FIZIC, PRIN METODA DRUMULUI CRITIC, VALORIC, PRIN PLANURILE OPERATIVE

Graficele rețea pentru planificarea și urmărirea lucrărilor de construcții montaj scot la iveală activitățile întîrziate și activitățile critice, influența acestor activități și a celor ce au rezervă de timp asupra termenului final al lucrărilor.

Prin aceasta se face o urmărire a stadiului fizic al lucrărilor.

În prezent însă șantierele de construcții urmăresc realizarea planului în special în valori.

Pentru șeful de șantier avizat asupra întîrzierilor în realizarea fizică a unor activități se pune următoarea întrebare :

Să mobilizeze resursele pentru realizarea acestor activități a căror întîrziere periclitează termenul final sau să se mobilizeze pentru realizarea unor valori de plan. Se știe că uneori unele întreprinderi nu-și pot realiza planul lunar sau decadal (care se urmărește în valori) și mobilizează toate resursele pentru realizarea de noi valori de plan.

Pentru a pune de acord cele două sisteme actuale de urmărire, în cadrul M.C.I.C.R. s-au dat instrucțiuni asupra modului de introducere în planurile operative a activităților care condiționează realizarea termenului final. Astfel au prioritate activitățile cu rezerve de timp negative (activități întîrziate), activitățile cu rezerve de timp egal cu zero (activități critice) și activitățile cu rezerve de timp de 1, 2, 3 zile (ordinul 3). Aceste activități trebuie acoperite cu prioritate cu resurse. La verificarea planurilor operative și la teleconferințele săptămînale se va analiza stadiul realizării activităților arătate mai sus.

ETAPIZAREA INTRODUCERII METODEI DRUMULUI CRITIC ÎN CADRUL M.C.I.C.R.

Pentru anul 1966, în afara întocmirii de grafice rețea pe obiecte (folosind documentații la nivel de PE) pentru 7—10 platforme industriale cu o valoare de producție C+M de circa 500 milioane lei, s-au prevăzut (cu ajutorul institutelor de proiectare) întocmirea de grafice coordonatoare pentru 5—6 platforme industriale cu un volum de C+M de circa 1,8 miliarde lei.

Se depun eforturi pentru ca în următorii 2—3 ani metoda să fie generalizată pe toate șantierele.

CONCLUZII

Din activitatea de pînă acum în aplicarea metodei drumului critic la planificarea și urmărirea lucrărilor de execuție din cadrul M.C.I.C.R., tragem următoarele concluzii :

1. Cunoașterea activităților critice este esențială pentru mobilizarea energiilor și resurselor în folosul respectării termenului final al lucrărilor.

2. Folosirea graficelor în rețea la coordonarea unui număr mare de întreprinderi de specialitate care concură la realizarea unei platforme industriale capătă un caracter științific, scoțînd în evidență termenele de intrare în lucru și obligațiile fiecărui executant.

3. Folosirea calculatoarelor electronice ar putea crea condiții pentru calculul operativ al eșalonării resurselor.

Fig. 1

M. C. I. C. R.

Fișa nr. 3

Întreprinderea ____________________

Șantier ____________________

Obiect ____________________

Tabel de date tehnologice și organizatorice

Activitatea		U/M	Cantitate	Norma medie pe zi	Total manopera (oameni zile)	Durata zile lucrătoare	Nr. de muncitori	Legături tehnologice și organizatorice	Observații (condiții necesare realizării activit.)
Nr. crt.	Denumirea								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Întocmit,

Verificat,

M. C. I. C. R.

Întreprinderea ....

Şantier ....

Obiect ....

Fişa nr. 4

Tabelă de calcul al termenelor

Activitatea				Date pentru calculator								Termene					
Nr. crt.	Denumirea	Legături tehnologice şi organizatorice	Nr. curent al activităţii condiţionate ulterior	Act. cod.	Resp.	Nr. curent al activităţii condiţionate anterior			Durata	Termene fixe		ID	TD	IT	TT	Rezerve de timp	Observaţii
						1	2	3		încep.	term.						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18

Întocmit,

Verificat,

Fig. 2

M. C. I. C. R.
SANTIERUL POLIAMID TEXTIL
SĂVINEŞTI

INDICATIVUL LUCRĂRII 21

Unitatea de timp: zile
Număr de operaţii: 53

ANUL 1966

REACTUALIZARE

I = TERMEN DE ÎNCEPERE
T = TERMEN DE TERMINARE
CR = ACTIVITATE CRITICĂ

Act.	Resr.	Cod Activ.	Durata	Cel mai devreme		Cel mai tîrziu		Marja
				I	T	I	T	
1	1	1	0	10866	10866	170966	170966	39
2	1	2	0	10866	10866	170966	170966	39
3	1	3	0	10866	10866	170966	170966	39
4	1	4	0	10866	10866	170966	170966	39
5	1	5	0	10866	10866	170966	170966	39
6	1	6	0	10866	10866	170966	170966	39
7	1	7	0	10866	10866	170966	170966	39
8	1	8	0	10866	10866	170096	170966	39
9	1	9	6	10866	10886	170966	170966	39
10	1	10	0	80866	80866	240966	240966	39
11	1	11	0	80866	80866	240966	240966	39
12	1	12	0	80866	80866	240966	240966	39
13	1	13	0	80866	80866	240966	240966	39
14	1	14	0	80866	80866	11166	11166	71
15	1	15	0	80866	80866	240966	240966	39
16	1	16	12	80866	220866	31166	171166	73
17	1	17	5	220866	300866	171166	231166	73
18	1	18	2	300866	10966	231166	251166	73
19	1	19	2	300866	10966	231166	251166	73
20	1	20	2	300866	10966	231166	251166	73
21	1	21	2	10966	30966	251166	281166	73
22	1	22	10	80866	190866	161166	281166	84
23	1	23	77	10866	11166	10866	11166	0
24	1	24	20	11166	241166	11166	241166	0
25	1	25	0	241166	214166	281166	281166	3
26	1	26	0	241166	241166	281166	281166	3
27	1	27	15	10866	180866	101166	281166	85
28	1	28	15	80866	270866	31166	211166	73
29	2	29	13	10866	160866	150866	10966	12
30	2	30	5	80866	130866	240966	300966	39
31	2	31	25	160866	160966	10966	300966	12
32	2	32	25	160966	151066	300966	291066	12
33	2	33	25	151066	141166	291066	281166	12
34	2	34	25	10866	10966	50866	60966	4
35	2	35	25	10966	300966	60966	51066	4
36	2	36	38	300966	141166	51166	181166	4
37	2	37	0	141166	141166	181166	181166	4
38	0	38	0	10866	10866	10866	10866	0
39	2	39	5	141166	191166	181166	241166	4
40	1	40	6	80866	150866	211166	281166	88
41	1	41	0	80866	80866	211166	211166	88
42	1	42	6	270866	30966	211166	281166	73
43	1	43	0	80866	80866	261066	261066	66
44	1	44	6	80866	150866	261066	21166	66
45	1	45	8	150866	260866	21166	111166	66
46	1	46	6	260866	20966	111166	181166	66
47	1	47	8	20966	120966	181166	281166	66
48	1	48	3	241166	281166	241166	281166	0
49	6	49	0	281166	281166	281166	281166	0
50	0	50	0	241166	241166	281166	281166	3
51	0	51	0	120966	120966	281166	281166	66
52	0	52	0	281166	281166	281166	281166	0
53	0	53	0	281166	281166	281166	281166	0

MARJA MINIMĂ = 0
DURATA TOTALĂ = 100

Fig. 3

M. C. I. C. R.
ŞANTIERUL POLIAMID TEXTIL
SĂVINEŞTI

INDICATIVUL LUCRĂRII 21

Unitate de timp: zile
Număr de operaţii: 53

RESPONSABIL NR. 1

ANUL 1966

REACTUALIZARE

I = TERMEN DE ÎNCEPERE
T = TERMEN DE TERMINARE
CR = ACTIVITATE CRITICĂ

Act.	Resp.	Cod Activ.	Durata	Cel mai devreme		Cel mai tîrziu		Marja
				I	T	I	T	
1	1	1	0	10866	10866	170966	170966	39
2	1	2	0	10866	10866	170966	170966	39
3	1	3	0	10866	10866	170966	170966	39
4	1	4	0	10866	10866	170966	170966	39
5	1	5	0	10866	10866	170966	170966	39
6	1	6	0	10866	10866	170966	170966	39
7	1	7	0	10866	10866	170966	170966	39
8	1	8	0	10866	10866	170966	170966	39
9	1	9	6	10866	80866	170966	240966	39
10	1	10	0	80866	80866	240966	240966	39
11	1	11	0	80866	80866	240966	240966	39
12	1	12	0	80866	80866	240966	240966	39
13	1	13	0	80866	80866	240966	240966	39
14	1	14	0	80866	80866	11166	11166	71
15	1	15	0	80866	80866	240966	240966	39
16	1	16	12	80866	220866	31166	171166	73
17	1	17	5	220866	300866	171166	231166	73
18	1	18	2	300866	10966	231166	251166	73
19	1	19	2	300866	10966	231166	251166	73
20	1	20	2	300866	10966	231166	251166	73
21	1	21	2	10966	30966	251166	281166	73
22	1	22	10	80866	190866	161166	281166	84
23	1	23	77	10866	11166	10866	11166	0
24	1	24	20	11166	241166	11166	241166	0
25	1	25	0	241166	241166	281116	281166	3
26	1	26	0	241166	241166	281166	281166	3
27	1	27	15	10866	180866	101166	281166	85
28	1	28	15	80866	270866	31166	211166	73
40	1	40	6	80866	150866	211166	281166	88
41	1	41	0	80866	80866	211166	211166	88
42	1	42	6	270866	30966	211166	281166	73
43	1	43	0	80866	80866	261066	261066	66
44	1	44	6	80866	150866	261066	21166	66
45	1	45	8	150866	260866	21166	111166	66
46	1	46	6	260866	20966	111166	181166	66
47	1	47	8	20966	120966	181166	281166	66
48	1	48	3	241166	281166	241166	281166	0

Fig. 4

4. Există posibilităţi de extindere a aplicării metodei drumului critic în cadrul M.C.I.C.R.

Dacă se întîrzie cu predarea documentaţiei de execuţie la unele obiecte, faţă de avantajele mari ale aplicării metodei, este totuşi indicat să se întocmească grafice prin metoda drumului critic, cel puţin pentru obiectivele cheie ale unui combinat. Acest lucru trebuie considerat ca o etapă ce trebuie completată pe parcurs.

5. Este necesar ca o dată cu elaborarea STE şi PA să fie întocmite de către institutele de proiectare şi grafice coordonatoare ale investiţiei, folosind metoda drumului critic.

La aceste grafice să colaboreze, alături de proiectant, beneficiarul şi executantul lucrării, stabilindu-se planul de eşalonare fizic şi valoric al desfăşurării lucrărilor.

Termenele stabilite în graficele coordonatoare să stea la baza contractelor ce se vor încheia pentru achiziţionarea utilajelor tehnologice, pentru predarea documentaţiei şi execuţia lucrărilor.

6. Graficele reţea pentru planificarea şi coordonarea investiţiei şi graficele reţea pentru planificarea şi urmărirea lucrărilor de C+M să fie unicele documente de planificare, coordonare şi urmărire la toate nivelurile.

7. Planurile operative ce se întocmesc de către serviciile de producţie din întreprinderi şi şantiere pentru urmărirea valorică a realizărilor trebuie să cuprindă activităţile întîrziate, critice şi cu rezerve mici de timp din graficul reţea actualizat, activităţi care condiţionează realizarea fizică a termenului final.

Aceste activităţi trebuie acoperite cu prioritate cu resurse.

8. La întocmirea graficelor reţea trebuie atrase cadre inginereşti cu multă experienţă care să cunoască bine procesul tehnologic şi organizarea execuţiei lucrărilor de construcţii-montaj.

Urmărirea graficelor reţea şi colectarea datelor necesare actualizării lor trebuie să se facă prin personalul tehnico-ingineresc de la şantiere.

Munca de întocmire a graficelor reţea, centralizarea datelor de actualizare, calculele de actualizare, transmiterea programelor de lucru la şantiere trebuie făcută cu colective permanente de ingineri şi tehnicieni.

9. Aplicarea programelor la calculatorul electronic şi obţinerea avantajelor legate de folosirea lui sînt condiţionate de existenţa în Bucureşti a unui centru de calcul dotat cu un calculator capabil să preia aceste calcule şi cu aparatură periferică specifică şantierelor de construcţii.

10. Pregătirea cadrelor necesare pentru folosirea programelor la calculatorul electronic trebuie să fie începută imediat.

Contribuţii la îmbunătăţirea bateriilor de încălzire pentru funcţionare cu apă caldă sau fierbinte (supraîncălzită)

Ing. L. Antohi
M. I. C.

Extinderea pe scară din ce în ce mai largă din ultimii ani, în ţara noastră, a termoficării cu apă fierbinte, a necesitat utilizarea unor aparate de încălzire, adecvate parametrilor acestui agent termic.

Datorită insuficientei cunoaşteri a datelor de calcul ale elementelor de schimb de căldură ce funcţionează cu apă fierbinte (baterii de încălzire, panouri radiante, aparate de contracurent etc.), s-au constatat în cursul exploatării o serie de deficienţe funcţionale ale instalaţiilor de încălzire în componenţa cărora intră asemenea elemente.

Astfel, instalaţiile de încălzire cu aer cald, folosind aeroterme sau centrale de aer cald cu baterii ce funcţionează cu apă fierbinte, nu au ajuns decît la 60—70% din capacitatea calorică rezultată din calculele întreprinderilor producătoare.

În cursul anilor 1964—1965, după determinarea prin măsurători a capacităţilor reale de încălzire ale acestor aparate, s-au adus unele mici îmbunătăţiri, care le-au mărit eficienţa cu circa 10%. În continuare, s-au făcut de către I.N.C.E.R.C., în colaborare cu întreprinderile producătoare, studii şi experimentări asupra unor noi tipuri de baterii, care s-au axat în principal pe modificarea aripioarelor de cedare a căldurii la aer şi mai puţin asupra transferului de căldură de la apa fierbinte la pereţii ţevilor, fenomen care considerăm că are un rol deosebit în obţinerea unor baterii cu performanţe superioare la funcţionarea cu apă fierbinte.

În vederea îmbunătăţirii concepţiei de proiectare a bateriilor de încălzire pentru apă fierbinte, Direcţia Generală de Construcţii şi Montaje din Ministerul Industriei Construcţiilor a studiat o serie de metode şi elemente noi şi le-a experimentat în parte, în iarna 1965 — 1966, la şantierul de la C. I. L. Pipera.

În articolul de faţă se face o analiză a procedeelor aplicate şi a rezultatelor obţinute la aceste experimentări precum şi a altor tendinţe actuale cu privire la îmbunătăţirea transferului de căldură de la apă la pereţii ţevilor bateriilor de încălzire.

Trăsăturile caracteristice ale instalaţiilor de încălzire cu apă fierbinte (spre deosebire de funcţionarea cu apă caldă) sînt :

— ecartul relativ mare de temperatură între conducta de tur şi cea de retur, care în majoritatea cazurilor, în ţara noastră, se impune a fi de circa 80° ;

— diferenţa relativ mare de presiune între conducta de tur şi cea de retur, care, în majoritatea situaţiilor din ţara noastră, depăşeşte 10 000 mm H_2O la punctul de branşare a consumatorului.

Ecartul mare de temperatură conduce la debite de apă relativ reduse şi implicit la viteze mici de scurgere prin interiorul ţevilor bateriilor de încălzire, fapt care are o importantă influenţă asupra transferului de căldură de la apă la peretele ţevii.

Relaţiile de calcul ale coeficientului de trecere a căldurii de la apă la ţeavă sînt diferite, după cum regimul scurgerii apei este laminar ($R_e < 2\,300$), tranzitoriu ($2\,300 < R_e < 10\,000$) sau turbulent ($R_e > 10\,000$) şi anume :

$$N_u = 0{,}17\, R_e^{0,33} \cdot P_r^{0,34} \cdot G_r^{0,1} \left(\frac{P_r}{P_{rp}}\right)^{0,25} \text{ pentru regim laminar ;}$$

$$N_u = K_o \cdot P_r^{0,43} \cdot \left(\frac{P_r}{P_{rp}}\right)^{0,25} \text{ pentru regim de tranziţie ;}$$

$$N_u = 0{,}021 \cdot R_e^{0,8} \cdot P_r^{0,43} \cdot \left(\frac{P_r}{P_{rp}}\right)^{0,25} \text{ pentru regim turbulent.}$$

Notaţiile au următoarele semnificaţii :

$N_u = \dfrac{\alpha \cdot d}{\lambda}$ este criteriul Nusselt ;

α_1 în kcal/m²h°C — coeficientul de trecere a căldurii de la apă la ţeavă ;

d în m — diametrul ţevii ;

λ în kcal/m h°C — coeficientul de conductibilitate al apei ;

$R_e = \dfrac{w \cdot d}{\nu}$ — criteriul Reynolds ;

w în m/s — viteza apei ;

ν în m²/s — vîscozitatea cinematică a apei ;

$P_r = 3\,600\,\dfrac{\nu}{a}$ — criteriul Prandtl (indicele p se referă la temperatura peretelui ţevii) ;

a în m²/h — difuzibilitatea apei ;

$G_r = \dfrac{\beta \cdot g \cdot d^3 \cdot \Delta t}{\nu^2}$ — criteriul Grasshof ;

β în grad⁻¹ — coeficientul de dilatare cubică al apei ;

g în m/s² — acceleraţia gravitaţiei ;

$\Delta t = t_a - t_p$°C — diferenţa dintre temperatura apei şi temperatura peretelui ţevii ;

K_o — un coeficient adimensional care are valorile din tabela 1, în funcţie de R_e.

Toate aceste relaţii sînt valabile pentru lungimi de ţevi ce depăşesc aşa-numitul traiect de demaraj, considerat a fi : $L \simeq 50$ d, ipoteză care este realizată în majoritatea cazurilor curente (în cazuri excepţionale, cînd lungimea ţevilor este mai mică decît traiectul de demaraj, valorile coeficienţilor, calculate ca mai sus, se înmulţesc cu nişte coeficienţi de corecţie supraunitari).

Aplicînd aceste relaţii, în situaţia cunoscută a bateriilor tip I.C.M.A., care au ţevile de trecere a apei de 1/2 ($d_i = 14{,}75$ mm) şi la funcţionarea cu apă fierbinte avînd temperatura medie de 110°C $\left(\dfrac{145 + 75}{2} = 110°\text{C}\right)$, la care $\lambda = 0{,}588$ kcal/m h°C ;
$\nu = 0{,}27 \cdot 10^{-6}$ m²/s ; $P_r = 1{,}6$; şi $P_{rp} = 1{,}7$; $\beta = 8 \cdot 10^{-4}$ grad⁻¹ şi $\Delta t = 5$°C, rezultă următoarele valori ale coeficientului de trecere a căldurii :

Tabela 1

$10^{-3}\,R_e$	2,2	2,3	2,5	3,0	3,5	4,0	5	6	7	8	9	10
K_o	2,2	3,6	4,9	7,5	10	12,2	16,5	20	24	27	30	33

În regim laminar, cînd viteza apei în ţevi este sub valoarea rezultată din relaţia

$$w < \frac{R_e}{d}\nu = \frac{2\,300}{0{,}015}\cdot 0{,}27\cdot 10^{-6} = 0{,}042 \text{ m/s},$$

$$N_u = 0{,}17\cdot R_e^{0{,}33}\cdot 1{,}6^{0{,}43}\cdot\left(\frac{8\times 9{,}81\times 0{,}015^3\times 5\times 10^{12}}{10^4\times 0{,}27^2}\right)^{0{,}1}\cdot$$

$$\cdot\left(\frac{1{,}6}{1{,}7}\right)^{0{,}25} = 0{,}17\times 1{,}225\times 4{,}20\times 0{,}98\times R_e^{0{,}33} = 0{,}86\ R_e^{0{,}33}.$$

Admiţînd anumite valori ale vitezei apei şi înlocuind în expresia criteriului Nusselt $N_u = \frac{\alpha d}{\lambda}$ valorile cunoscute d şi λ, rezultă la fiecare viteză (respectiv cifră R_e) o valoare a coeficientului α_1.

Rezultatul calculelor este dat în tabela 2.

Tabela 2

w	0,01	0,02	0,03	0,04
R_e	550	1 100	1 650	2 200
$R_e^{0,33}$	8	10	11,4	12,6
N_u	6,8	8,6	9,8	10,8
α_1	272	344	390	430

În regim tranzitoriu, cînd $0{,}04 < w < 0{,}18$ m/s (rezultat din corespondenţele cu cifrele R_e),

$$\text{iar } N_u = K_o\cdot 1{,}6^{0{,}43}\cdot\left(\frac{1{,}6}{1{,}7}\right)^{0{,}25} = K_o\cdot 1{,}225\cdot 0{,}98 = 1{,}2\ K_o,$$

valorile calculate pentru diferite viteze sînt trecute în tabela 3.

Tabela 3

w	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09	0,1	0,18
R_e	2 750	3 300	3 850	4 400	5 000	5 500	10 000
K_o	6,4	9	11,5	14	16,5	18	33
N_u	7,80	11	13,9	16,8	19,8	21,6	40
α_1	310	440	555	670	790	865	1 600

În regim turbulent, cînd $w > 0{,}18$ m/s,

$$\text{iar } N_u = 0{,}021\ R_e^{0{,}8}\cdot 1{,}6^{0{,}43}\cdot\left(\frac{1{,}6}{1{,}7}\right)^{0{,}25} = 0{,}0252\ R_e^{0{,}8},$$

valorile calculate pentru diferite viteze sînt trecute în tabela 4.

Deoarece caracteristicile fizice (conductibilitate, viscozitate etc.) ale apei variază în funcţie de temperatură, producînd modificări şi fenomenului de transfer al căldurii, s-au calculat coeficienţii de trecere a căldurii şi pentru alte temperaturi medii ale apei (80—90—100—120°C), valorile rezultate fiind date în tabela 5 pentru regim tranzitoriu şi în tabela 6 pentru regim turbulent (în regimul laminar variaţiile neprezentînd interes).

Tabela 5

t_m°C	80	90	100	110	120
α_1 la $w = 0{,}04$ m/s	—	—	—	—	200
α_1 la $w = 0{,}06$ m/s	240	325	375	440	480
α_1 la $w = 0{,}08$ m/s	480	535	605	670	726
α_1 la $w = 0{,}1$ m/s	670	745	820	865	930
α_1 la $w = 0{,}2$ m/s	1 500	1 550	1 630	—	—

Tabela 6

t_m°C	80	90	100	110	120
α_1 la $w = 0{,}2$ m/s	—	—	1 650	1 720	1 780
α_1 la $w = 0{,}4$ m/s	2 500	2 810	2 870	2 960	3 100
α_1 la $w = 0{,}6$ m/s	3 670	3 870	4 000	4 200	4 400
α_1 la $w = 0{,}8$ m/s	4 720	5 000	5 100	5 150	5 300
α_1 la $w = 1$ m/s	5 600	5 700	6 000	6 200	6 500
α_1 la $w = 1{,}5$ m/s	7 700	8 300	8 360	8 600	9 120
α_1 la $w = 2$ m/s	9 750	10 300	10 500	10 800	11 000
α_1 la $w = 2{,}5$ m/s	11 600	12 000	12 500	12 700	13 300

Pentru a se reda în mod sintetic şi sugestiv variaţiile coeficienţilor de trecere a căldurii, în funcţie de viteza scurgerii apei prin ţevi, s-a întocmit reprezentarea grafică a acestora în coordonate cu scări logaritmice (fig. 1).

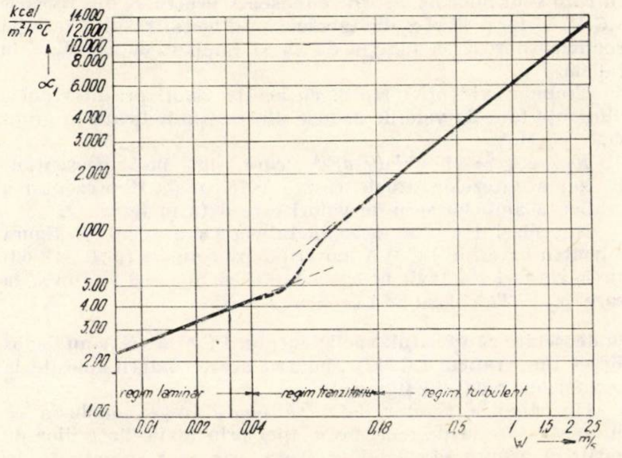


Fig. 1. Variaţia coeficientului de trecere a căldurii α_1 de la apă cu t_m = 110°C la ţeavă de 1/2″, în funcţie de viteza medie a apei în secţiune

Avînd la dispoziţie această reprezentare grafică de principiu, se pune întrebarea care este domeniul concret de funcţionare în care se situează bateriile de încălzire pentru apă fierbinte, fabricate de I.C.M.A.

Analizînd cu ajutorul tabelelor şi graficelor de calcul ale bateriilor I.C.M.A. de construcţie curentă, cu aripioare pătrate (N. I. 620-64) şi cu aripioare rotunde (N. I. 513—63) în situaţiile normale de funcţionare (viteza gravimetrică a aerului în rama bateriei $2{,}5 < v.\ \gamma < 3{,}5$ kg/m² s considerată ca

Tabela 4

w	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,5	2	2,5
$\frac{R_e}{1\,000}$	11	16,5	22	27,5	33	38,5	44	50	55	82,5	110	138
N_u	43	55	74	89	105	118	129	145	155	215	270	317
α_1	1 720	2 200	2 960	3 660	4 200	4 700	5 150	5 800	6 200	8 600	10 800	12 700

viteză economică de calcul), se constată că vitezele de scurgere a apei prin țevi sînt cuprinse în marea majoritate a cazurilor între 0,007 m/s și 0,18 m/s, deci în domeniul regimului laminar și de tranziție, și numai în cazuri excepționale pot ajunge pînă la circa 0,3 m/s. Această limitare a vitezei apei, care se datorește concepției constructive a bateriilor I.C.M.A., are drept urmare un transfer relativ redus de căldură de la apă la țeavă, evidențiat de coeficientul α_1 care, așa cum se vede din diagramă, este cuprins între 250 kcal/m²h°C și 1 600 kcal /m²h°C (față de valorile uzuale de 10 000 – 16 000 kcal/m²h°C la bateriile moderne) și totodată un coeficient global de transmisie a căldurii ,,K'' destul de scăzut, așa cum se arată în continuare.

Dependența coeficientului global de transmisie a căldurii față de coeficientul de trecere a căldurii de la apă la țeavă α_1, prin suprafața acesteia ''f'' și față de coeficientul de trecere a căldurii de la țeava cu aripioare la aer α_2, prin suprafața acestora ''F'', se poate determina cu relația simplificată $\Big($se neglijează rezistivitatea termică la trecerea căldurii prin conducție prin peretele țevii $\frac{\delta}{\lambda}\Big)$:

$$K = \frac{1}{\dfrac{F}{f\alpha_1} + \dfrac{1}{\alpha_2}}.$$

Aplicînd această relație, spre exemplu, la bateriile I.C.M.A. cu aripioare pătrate cu patru rînduri de țevi, la viteza gravimetrică a aerului de 3 kg/m²s și $t_m = 110°C$, la care $\alpha_2 \simeq 20$ kcal/m²h°C, iar $\frac{F}{f} = 30$ (α_2 s-a dedus din relația de mai sus în care s-au înlocuit valorile cunoscute pentru K din tabelele I.C.M.A., iar pentru α_1 din tabelele anterioare), rezultă variația coeficienților K în funcție de α_1 și implicit de w, dată în tabela 7.

Trebuie evidențiat faptul că aceste valori prezintă unele diferențe față de valorile deduse din relația indicată în graficele I.C.M.A. :

$K_{\text{I.C.M.A.}} = 11 \cdot w^{0,1} \cdot (\gamma \cdot v)^{0,4}$, care sînt însă neesențiale în gama vitezelor uzuale (peste 0,15 m/s). Reprezentarea grafică a ambelor serii de valori este dată în figura 2.

În același mod s-au întocmit tabela 8 și graficul din figura 3 pentru bateriile I.C.M.A. cu aripioare rotunde (N.I. 513-63) cu 4 rînduri de țevi, la $t_m = 110°C$ și $v \cdot \gamma = 3$ kg/m²s, la care $\alpha_2 = 22,7$ kcal/m²h°C și $F/f = 25$,

cu deosebire că variațiile coeficientului I.C.M.A. K. s-au dedus direct din graficul I.C.M.A., pentru aceste baterii folosite la aeroterme, redat în figura 4.

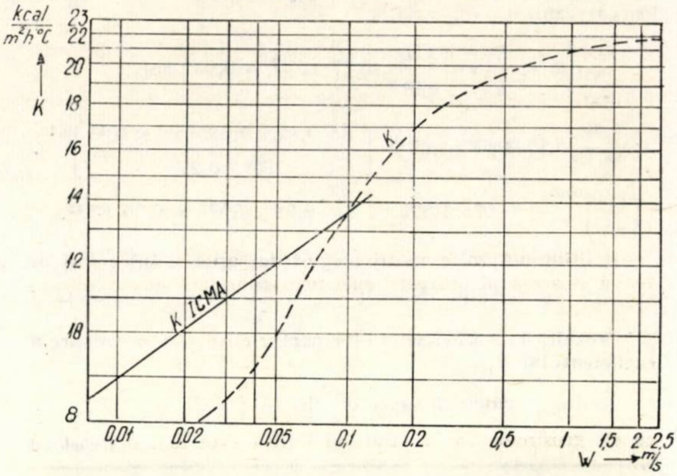


Fig. 2. Variația coeficientului global de transmisie a căldurii în funcție de viteza apei în țevi, la o baterie de încălzire tip I.C.M.A. cu aripioare dreptunghiulare avînd patru rînduri de țevi la temperatura medie a apei fierbinți de 110°C și viteza gravimetrică a aerului în rama bateriei de 3 kg/m²s

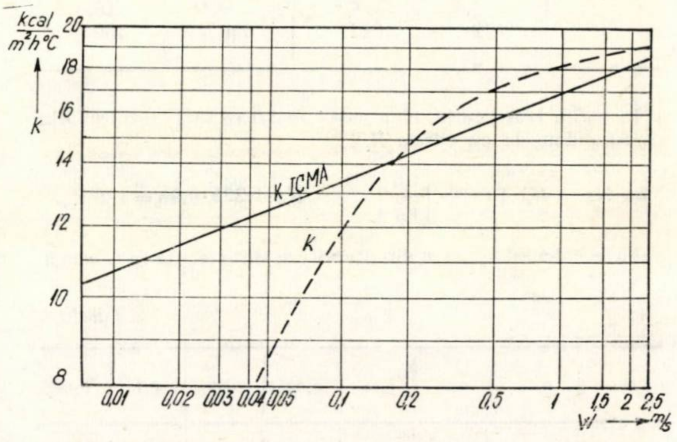


Fig. 3. Variația coeficientului global de transmisie a căldurii în funcție de viteza apei în țevi, la o baterie de încălzire tip I.C.M.A. cu aripioare rotunde (rondele), avînd patru rînduri de țevi, la temperatura medie a apei fierbinți de 110°C și viteza gravimetrică a aerului în rama bateriei de 3 kg/m²s

Din analiza acestor date, se poate trage concluzia că influența vitezei de scurgere a apei prin țevile bateriilor de încălzire asupra eficienței acestora este mai accentuată în domeniul scurgerii turbulente, unde, așa cum se observă pe reprezentările grafice, panta este mai mare. Deoarece însă, datorită construcției bateriilor I.C.M.A., pentru apă caldă sau fierbinte, funcționarea în regim turbulent nu este posibilă (decît într-o zonă foarte restrînsă de la începutul domeniului respectiv), se propun o serie de îmbunătățiri constructive, din care una a făcut obiectul experimentărilor amintite.

Tabela 7

w	0,01	0,05	0,1	0,2	0,5	1	1,5	2
α_1	272	430	865	1 720	3 660	6 200	8 600	10 800
K	6,3	8,3	11,8	14,8	17,2	18,3	18,7	19
K I.C.M.A.	10,7	12,6	13,5	14,5	15,9	17	17,7	18,2

Tabela 8

w	0,01	0,05	0,1	0,2	0,5	1	1,5	2
α_1	272	430	865	1 720	3 660	6 200	8 600	10 800
K	7,4	9,8	13,7	17	19,7	20,6	21,4	21,6
K I.C.M.A.	9	12	13,7	—	—	—	—	—

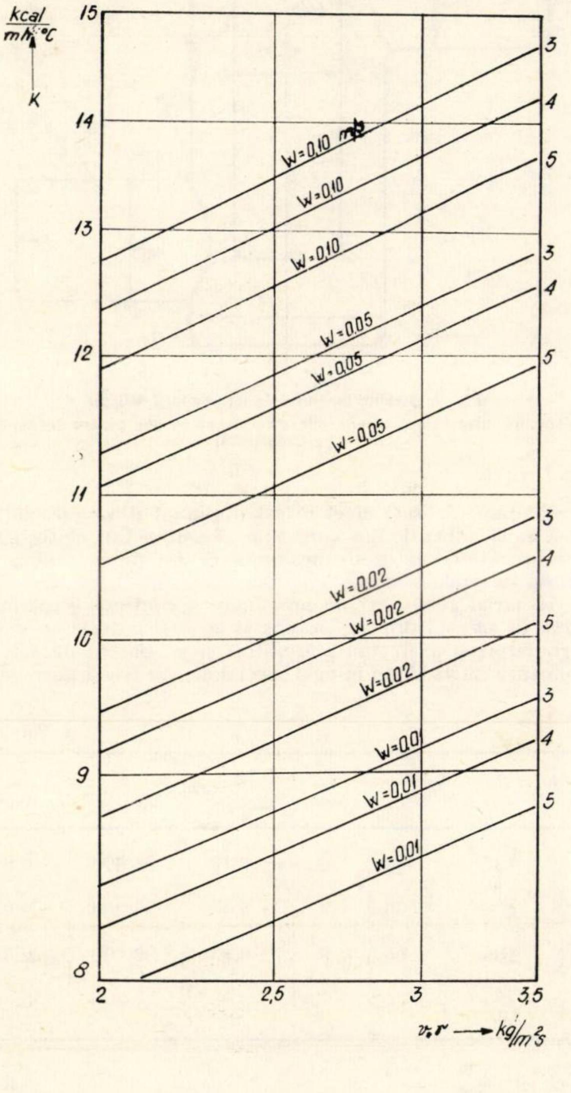
A. Utilizarea turbulatorilor

Vitezele apei, luate în considerație în calculele de mai sus, sînt viteze medii în secțiunea țevii, fiind cunoscut că în realitate vitezele sînt mai mari spre mijlocul țevii și mai mici spre periferie, cu o variație specifică regimului de scurgere, așa cum se poate observa în reprezentarea grafică din figura 5 pentru regim laminar și pentru regim turbulent (vitezele sînt mult mai mari în apropierea țevii la regimul turbulent decît la regimul laminar).

Relația dintre fenomenul trecerii căldurii de la apă la țeavă și acela al scurgerii apei prin conductă este explicată prin formarea, în imediata apropiere a peretelui țevii, a unui strat aderent de apă (cu viteza aproape nulă), numit stratul limită (al lui Prandtl), ce constituie un fel de cămașă cilindrică izolatoare, prin care căldura trece prin conductibilitate, întîmpinînd deci o rezistivitate termică cu atît mai mare, cu cît grosimea "δ" a stratului limită este mai mare și cu cît coeficientul de conductibilitate "λ" al apei este mai scăzut. Grosimea stratului limită este mare la scurgerea laminară și se reduce mult la scurgerea turbulentă, caz care prezintă interes pentru situația de analizat și în care se poate utiliza cu suficientă aproximație relația :

$$\delta = \frac{34{,}2 \times d}{(0{,}5\ R_e)^{0{,}875}}.$$

Fig. 4. Graficul I.C.M.A. pentru determinarea coeficientului global de transmisie a căldurii la bateriile cu rondele, ale aerotermelor pentru apă fierbinte



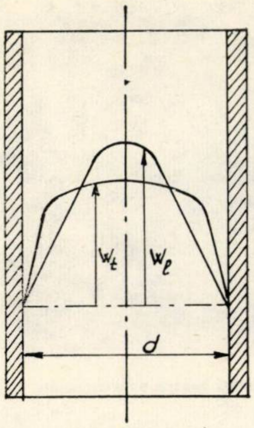


Fig. 5. Variațiile vitezelor apei în secțiunea unei țevi, la regim laminar și turbulent

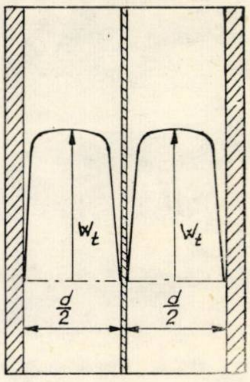


Fig. 6. Variația vitezei apei în secțiunea unei țevi în care s-a introdus o bandă de separare diametrală

Pentru bateriile I.C.M.A. ($d = 0{,}015$ m) la valorile uzuale ale cifrei Reynolds, grosimile stratului limită rezultate din acest calcul sînt :

R_e	11 000	27 500	55 000	82 500	100 000
δ mm	0,27	0,123	0,072	0,043	0,038

Dacă se introduce diametral în interiorul țevilor o bandă subțire ($0{,}02\ d \sim 0{,}03\ d$), grosimea stratului limită de pe peretele țevii se micșorează (la scurgerea aceluiași debit de apă), datorită modificării repartiției vitezelor în secțiune, așa cum se arată în figura 6 (cresc vitezele spre periferie față de axa de simetrie creată de banda introdusă, deși viteza medie rămîne practic aceeași).

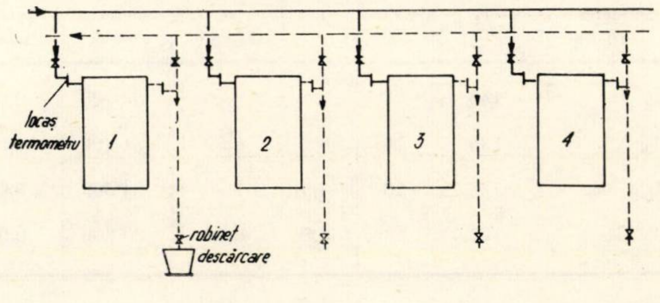
Este de așteptat o reducere și mai substanțială a grosimii stratului limită, dacă banda respectivă este răsucită în formă de elicoid, deoarece, imprimînd astfel vinei de apă o mișcare de tirbușon, componența de rotație a vectorului viteză dă naștere la forțe centrifuge ce acționează asupra particulelor elementare de apă, împingîndu-le spre periferie (spre peretele țevii). În cataloagele și prospectele unor firme de renume din S.U.A. se relevă în mod sumar utilizarea unor asemenea benzi răsucite, numite în traducere românească ,,turbulatori", fără însă să se publice date concludente asupra efectelor ce se realizează. În scopul determinării acestor efecte, s-au organizat experimentările citate anterior asupra unui grup de patru aeroterme de același tip (I.C.M.A. A_{10}—IV cu colectoarele secționate), amplasate aproape unul de altul și racordate la aceleași conducte de apă fierbinte, ca în figura 7.

În țevile bateriilor aparatelor numerotate cu 1 și 3 s-au introdus turbulatori din oțel balot de 10 × 0,4 mm, cu pasul elicoidului de 100 mm. Deși s-au executat prin răsucire la strung următoarele trei tipuri de turbulatori (fig. 8) :

— din oțel balot de 13 × 0,3 mm cu pasul de 165 mm
— din oțel balot de 12,5 × 0,35 mm cu pasul de 175 mm
— din oțel balot de 10 × 0,4 mm cu pasul de 100 mm,

nu s-a putut introduce în țevi decît ultimul tip, fiind cel mai

Fig. 7. Instalația folosită pentru determinarea capacităților de încălzire ale aerotermelor normale și cu turbulatori



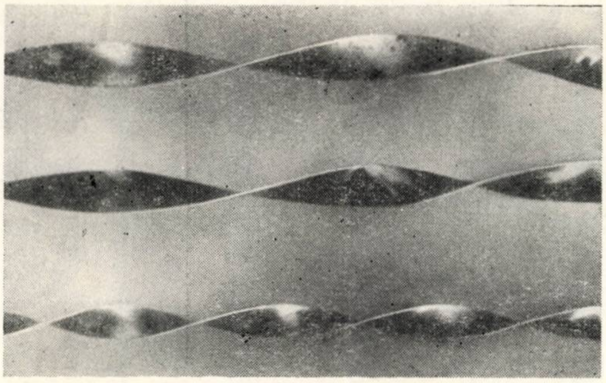


Fig. 8. Tipurile de turbulatori executaţi pentru experimentare

îngust, deoarece orificiile de la capetele ţevilor erau micşorate datorită sudurii la colectoare. Tot cu ocazia desfacerii colectoarelor, s-a constatat că în interiorul ţevilor era depusă o crustă aderentă din nămol şi rugină, pe care o considerăm deosebit de dăunătoare comportării în timp a acestor baterii de încălzire. Prin folosirea ţevilor de cupru în loc de ţevi de oţel, prin spălarea corectă a instalaţiilor înainte de punerea în funcţie, prin exploatarea corectă şi prin prevederea de separatoare de nămol la racordarea ramurilor mai întinse ale unor instalaţii interioare, se poate elimina în cea mai mare măsură acest inconvenient.

Pe racordurile de alimentare şi de retur ale fiecărui aeroterm s-au executat locaşuri de termometru (vezi detaliul din fig. 9) care s-au umplut cu ulei de transformator, iar pe racordul de retur s-a făcut o legătură în derivaţie, cu un robinet cu ventil-ac (pentru reglaj fin) la capăt, de unde apa se poate scurge într-o căldare tarată, pentru cîntărire, atunci cînd legătura cu conducta de retur este întreruptă prin închiderea robinetului respectiv de racordare.

Procedeul de experimentare aplicat constă în determinarea cantităţii de căldură cedată de apă, prin măsurarea temperaturii de intrare şi de ieşire a acesteia şi cîntărirea cantităţii scurse în unitatea de timp.

Temperatura apei de alimentare şi temperatura aerului din încăpere (la gurile de aspiraţie ale aerotermelor menţinîndu-se aproape constantă) — prima de la centrală, iar a doua prin deschiderea mai mult sau mai puţin a uşilor exterioare — afară înregistrîndu-se o temperatură de (— 8) ~ (— 2°C), s-a deschis încetul cu încetul robinetul de descărcare (robinetul de racordare la conducta de retur fiind închis) pînă cînd s-a obţinut la termometrul de pe racordul de retur o anumită temperatură dinainte stabilită (s-au făcut măsurători la 56° şi la 66° pe retur astfel încît să se obţină un ecart de 80°, respectiv de 70°, între tur şi retur). La această deschidere a robinetului cu reglaj fin, s-a cîntărit cantitatea de apă scursă într-un minut. Pentru mai multă precizie, această operaţie s-a făcut de cîte două ori, luîndu-se în consideraţie media valorilor măsurate.

Caracteristicile funcţionale nominale ale aerotermelor experimentate fiind :

$T_1 = 150°\text{C}$
$T_2 = 70°\text{C}$
$t_1 = 10°\text{C}$
$t_2 = 43°\text{C}$
$V = 4\,000 \text{ m}^3/\text{h}$,

iar caracteristicile constructive :

$F = 30{,}5 \text{ m}^2$ (suprafaţa de încălzire)
$N = 10$ (ţevi pe rînd)
$n = 4$ (rînduri de ţevi)
$s = 0{,}001948 \text{ m}^2$ (secţiunea de trecere a apei pe un rînd de ţevi)
$S = 0{,}54 \text{ m}^2$ (secţiunea de trecere a aerului prin rama bateriei)
$v = 2{,}6 \text{ kg/m}^2\text{s}$ (viteza gravimetrică a aerului prin rama bateriei),

s-au obţinut prin experimentare datele prelucrate prezentate în tabela 9.

Deşi sînt probabile unele neuniformităţi ale debitelor de aer şi ale calităţii bateriilor la cele patru aeroterme, totuşi, din tabela 9 se desprinde superioritatea aparatelor cu turbulatori, putînd ajunge la efecte comparabile cu creşterea de aproape două ori a vitezei apei. Aceste rezultate sînt deosebit de promiţătoare dacă se ţine seamă de influenţa negativă pe care o are, în cazul experimentat, crusta de nămol amestecat cu rugină asupra efectului turbulatorilor. De asemenea considerăm că acest efect a fost diminuat din cauza lăţimii prea mici a benzii din care s-au executat turbulatorii şi a pasului relativ mare al elicoidului ce s-a putut realiza din banda de oţel.

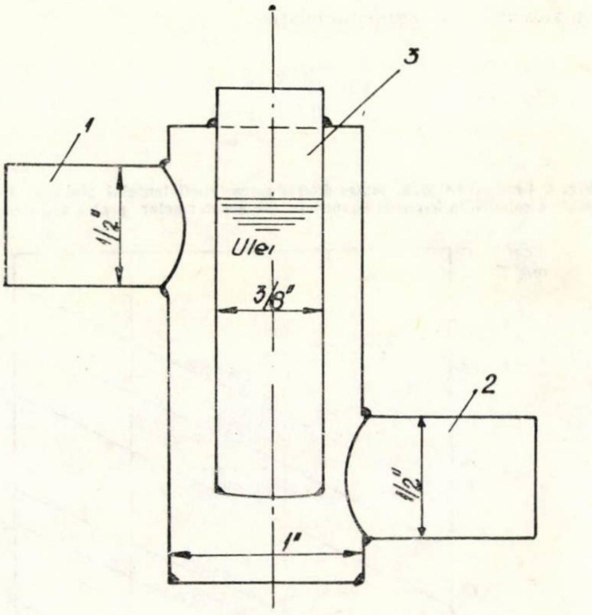


Fig. 9. Detaliul locaşului de termometru utilizat

1 — racord intrare ; 2 — racord ieşire ; 3 — ţeavă cu ulei pentru introducerea termometrului

În iarna 1966/1967 ne propunem a continua experimentarea în această direcţie pe una şi aceeaşi baterie cu şi fără turbulatori şi a efectua măsurători şi pe partea de aer. De asemenea, se va căuta în mod special de a se folosi turbulatori

Tabela 9

Aeroterm nr.	T_1 (°C)	T_2 (°C)	t_1 (°C)	G (kg/min)	Q (kcal/h)	w (m/s)	T_1 (°C)	T_2 (°C)	t_1 (°C)	G (kg/min)	Q (kcal/h)	w (m/s)
A_1	135	56	8	7,15	33 700	0,064	137	66	9	9,10	38 600	0,081
A_2	136	56	8	6,50	31 200	0,058	136	66	9	8,40	35 200	0,075
A_3	136	56	8,5	7,20	34 500	0,065	136	66	9	9,35	39 400	0,084
A_4	136,5	56	8,5	6,66	32 200	0,060	135,5	66	9,5	8,93	37 200	0,080

cu pasul mai mic și cu lățimea apropiată de diametrul țevii (eventual din benzi de aluminiu sau dintr-un material plastic rezistent la temperaturi de 150°C). Totodată se vor măsura și pierderile de presiune pe partea de apă în cele două situații.

B. METODE DE MĂRIRE A VITEZEI APEI

Așa cum s-a mai arătat, mărirea vitezei apei în țevile bateriilor de încălzire are efecte importante asupra coeficientului global de transmitere a căldurii și deci, în final, asupra utilizării metalului și a spațiului construcției.

În tehnica mondială, vitezele curente ce se utilizează la proiectarea bateriilor de încălzire sînt cuprinse între 0,5 și 3,5 m/s, deci de circa 10 ori mai mari decît vitezele posibile de obținut la bateriile de construcție I.C.M.A. Efectele directe arătate anterior conduc la efecte indirecte deosebit de importante și anume :

— Mărirea coeficientului K într-o anumită proporție permite micșorarea numărului de țevi pentru obținerea aceleiași diferențe de temperatură Δt pe partea de aer, iar acest fapt, care provoacă o scădere a pierderilor de presiune Δp pe partea de aer, permite la rîndul său alegerea unor viteze economice mai mari ale aerului în rama bateriei. Sub acest aspect considerăm că raportul $c = \frac{\Delta t}{\Delta p} \cdot \frac{°\mathrm{C}}{\mathrm{mm\ H_2O}}$ constituie cifra de calitate a unei baterii (în anumite condiții standard).

— Mărirea vitezei aerului conduce la micșorarea gabaritului bateriei și la creșterea coeficientului α_2, deci la o creștere suplimentară a coeficientului K.

Pentru evidențierea mai concretă a acestor considerente se exemplifică la bateria aerotermelor experimentate ($t_m = 83,5°C$, $Q = 32\ 000$ kcal/h), la care viteza apei (la parametrii nominali) este de 0,075 m/s, viteza gravimetrică a aerului de 2,6 kg/m^2/s, coeficientul global de transmitere a căldurii (fig. 4) este 12,5 kcal/m^{2}h°C, iar pierderea de presiune pe partea de aer (conform caracteristicilor I.C.M.A.) de circa 2,9 mm H_2O.

Dacă s-ar utiliza o baterie cu trei rînduri de țevi, pentru aceeași pierdere de presiune, viteza gravimetrică a aerului poate crește la circa 2,9 kg/m^{2}s, deci secțiunea de trecere a aerului va fi $0,54 \times \frac{2,6}{2,9} = 0,49$ m^2, iar suprafața de încălzire a bateriei va scădea de la 30,5 m^2 la 21 m^2 (caracteristici I.C.M.A.). În acest caz rezultă ca necesar un coeficient $K = 18,1$ kcal/m^{2}h°C care, la viteza gravimetrică a aerului de 2,9 kg/m^2 s și pentru trei rînduri de țevi, se poate obține la o viteză a apei în țevi de 0,3 m/s (fig. 3), deci de patru ori mai mare decît în situația actuală.

Astfel greutatea bateriei s-ar reduce cu circa 31 %.

În tehnica actuală a construcției bateriilor de încălzire, se utilizează pentru mărirea vitezei apei următoarele metode mai cunoscute :

— legarea în serie a unor grupe de țevi,

— utilizarea de țevi plate sau ovale.

Prima metodă care este cea mai răspîndită, mai ales la bateriile cu țevi din cupru, datorită tehnologiei simple de execuție a legăturilor la capete, poate satisface cu ușurință cele mai diverse situații prin modificarea numărului de țevi care se leagă în serie. O asemenea baterie, cu patru rînduri de țevi, este schițată în figura 10, în trei vederi, în care se pot vedea legăturile capetelor țevilor prin curbe de 180° etanșate prin brazură (lipitură tare) cu aliaj de argint. Poziția normală a acestor baterii este cu țevile orizontale, simplificînd-se astfel în mare măsură problema aerisirilor și golirilor. După cum se poate vedea, punctele cele mai înalte și cele mai joase ale secțiunilor intermediare (porțiunile de mijloc) sînt racordate la cîte o țeavă de aerisire sau de golire comună tuturor grupelor de țevi legate în paralel, astfel încît să nu se poată crea circulație de apă prin aceste legături, fiind teoretic la aceeași presiune (sau în caz contrar, accidental, servind chiar la egalizarea presiunilor în diferite grupe de țevi legate în paralel).

Pentru a nu se deforma din cauza greutății proprii și a apei din interior, țevile sînt sprijinite din loc în loc de cîte o diafragmă ce transmite solicitarea la latura de jos a ramei bateriei. Aplicarea acestei soluții la baterii cu țevi din oțel

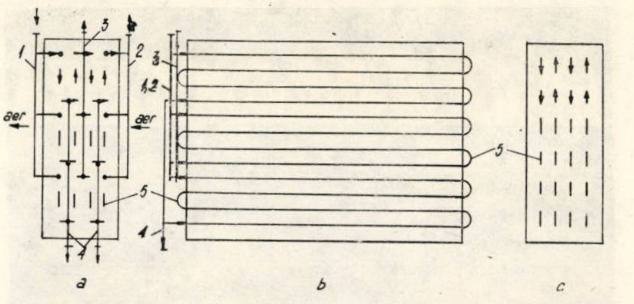


Fig. 10. Baterie de încălzire cu 3 grupe de țevi legate în serie prin curbe de 180° la capete

a — vedere din stînga ; *b* — vedere din față ; *c* — vedere din dreapta
1 — colector tur ; *2* — colector retur ; *3* — colector de aerisiri ; *4* — colectoare de goliri ; *5* — curbe de 180°îmbinate, prin brazură specială, cu capetele țevilor

este mai dificilă din punct de vedere tehnologic, din cauza spațiului redus în care ar trebui să se facă sudurile curbelor (brazura la oțel nefiind recomandabilă) ; totuși considerăm că ar trebui făcute unele încercări în această direcție, ținînd seamă de avantajele funcționale importante pe care le oferă.

Legăturile capetelor țevilor sînt astfel făcute, încît să se asigure circulația apei în contracurent-încrucișat, față de circulația aerului.

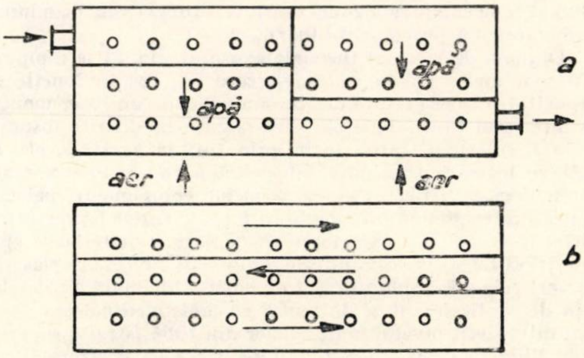
La bateriile cu țevi verticale, cum sînt actualele tipuri fabricate de I.C.M.A., o soluție mai simplă (de moment, pînă la trecerea la alte tipuri mai moderne) constă în separarea colectoarelor și pe lungime în două sau trei compartimente, cum se exemplifică în figura 11 la o baterie cu trei rînduri de țevi. Dacă se ia în considerație faptul că, prin separarea colectoarelor în două părți pe lungime, viteza crește de două ori și prin aplicarea în plus a turbulatorilor efectul poate fi echivalent cu acela al creșterii încă de două ori a vitezei, se poate reduce numărul rîndurilor de țevi, micșorîndu-se astfel numărul aerisirilor și golirilor. O baterie cu trei rînduri de țevi, astfel modificată, va avea două aerisiri, deci numai cu una mai mult decît bateria I.C.M.A. cu patru rînduri de țevi, echivalentă din punct de vedere termic.

O reducere și mai substanțială a rîndurilor de țevi (aproximativ la jumătate) poate fi realizată prin mărirea vitezei aerului (în limitele economicității față de condițiile create prin modificările arătate). La separarea colectoarelor în trei părți pe lungime și montarea de turbulatori, această reducere substanțială se poate obține la viteze mai scăzute ale aerului, însă se mărește numărul aerisirilor și golirilor.

O altă metodă de mărire a vitezei apei constă în utilizarea țevilor cu secțiune eliptică (fig. 12), care este deosebit de avantajoasă datorită secțiunii mai mici de trecere a apei (deci viteză mai mare) la un perimetru de contact mare cu aripioarele. Deși criteriul Reynolds $\left(R_e = \frac{wd}{\nu}\right)$ are aceeași

Fig. 11. Soluție pentru mărirea vitezei apei la bateriile I.C.M.A., prin secționarea colectoarelor și pe lungime

a — colectorul superior ; *b* — colectorul inferior



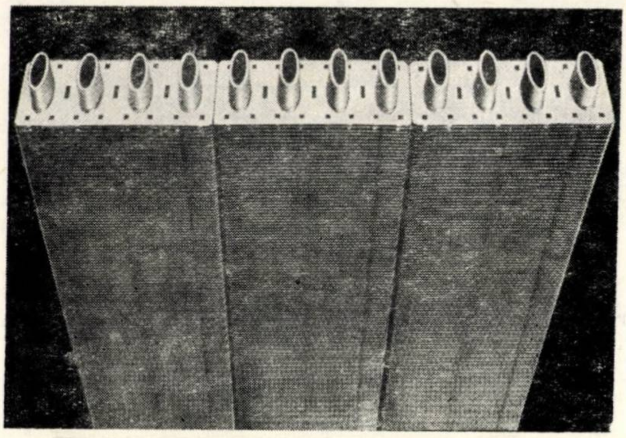


Fig. 12. Elemente de baterii de încălzire, avînd țevi cu secțiune eliptică

valoare (crește viteza dar în aceeași măsură scade diametrul hidraulic $d_h = \left(\frac{4 \cdot S}{P}\right)$ totuși transferul de căldură se îmbunătățește datorită repartizării mai avantajoase a vitezelor în secțiunea țevii și prin aceasta a micșorării stratului limită pe părțile cu rază de curbură mare ale elipsei, adică tocmai acolo unde și transferul de căldură la aer este mai intens. Totodată se mai adaugă și faptul că bateriile cu țevi eliptice opun o rezistență mai mică la trecerea aerului.

Deoarece s-ar putea aprecia greșit că, datorită formei ovalizate a țevilor, presiunea de regim ar fi mult redusă, trebuie să arătăm că se produc curent (firma G.E.A. din R.F.G.), baterii cu țevi eliptice din oțel, avînd grosimea peretelui de numai 2 mm, care, datorită efectului de armare a aripioarelor, se utilizează la presiuni de regim de 8 kgf/cm² și se probează la 20 kgf/cm².

Desigur că atît introducerea turbulatorilor cît și mărirea vitezei apei în țevi are drept urmare o pierdere de presiune mai mare pe partea de apă a bateriilor. Astfel, de exemplu, la bateriile aerotermelor experimentate, pierderea de presiune, calculată (deoarece nu s-au făcut măsurători) la funcționarea în condițiile nominale, este de numai circa 10 mm H_2O, în timp ce pierderea de presiune la o viteză a apei de patru ori mai mare, la o baterie echivalentă din punct de vedere termic (analizată într-un exemplu anterior și avînd numai 3 rînduri de țevi), este de circa 240 mm H_2O.

Deși, față de aceste cifre, procedeele analizate par neeconomice, totuși această creștere a pierderilor de presiune nu are în realitate nici o influență asupra consumului de energie pentru pomparea apei fierbinți în rețelele de termoficare, datorită diferențelor mari de presiune, necesare din alte considerente, între conducta de ducere și cea de întoarcere, diferențe care trebuie consumate în cadrul rețelelor interioare (după punctele de branșare) pentru a nu se produce perturbări echilibrului hidraulic al termoficării. Așa cum s-a arătat la începutul acestei expuneri, presiunile disponibile pentru instalațiile interioare cu apă fierbinte sînt în genere peste 10 000 mm/H_2O, iar debitele de apă de vehiculat sînt de circa patru ori mai reduse decît în instalațiile cu apă caldă, ceea ce permite utilizarea unor conducte de diametre mult mai reduse.

În această situație, pierderile de presiune în aparatul consumator, de circa 10—15% din totalul presiunii disponibile, nu au o influență sesizabilă asupra diametrelor conductelor.

În vederea aplicării în producție a îmbunătățirilor preconizate și parțial experimentate, este necesar, așa cum am mai arătat, să se continue experimentările în iarna 1966/1967 pentru a se putea determina mai precis efectele tehnico-economice pe care le-ar genera introducerea lor în fabricație.

Calculul puterii necesare amestecării la turbomalaxoarele utilizate la prepararea betoanelor

Conf. ing. Șt. Mihăilescu

Turbomalaxorul este o betonieră cu ax vertical și tobă (cuvă) fixă de formă inelară (fig. 1).

Experiențele efectuate atît în Republica Socialistă România, cît și în alte țări au arătat că turbomalaxoarele asigură prepararea de betoane vîrtoase, la timp de malaxare sub un minut. Această scurtare a timpului necesar amestecării este determinată de intensificarea procesului de malaxare cauzată la rîndul ei de vitezele tangențiale mari ale paletelor (3 m/s) și de eliminarea zonei centrale a tobei (zona de minimă malaxare) din procesul de lucru.

Organul de lucru al turbomalaxorului (fig. 2) se compune din mai multe palete de amestecare (3 ... 24 în funcție de capacitatea tobei) fixate elastic sau rigid pe un rotor montat în interiorul tobei. Paletele sînt așezate la diferite distanțe de axa rotorului, astfel încît, prin rotirea acestuia, ele să măture întreaga suprafață inferioară a tobei. Pentru realizarea deplasării radiale a materialelor componente, paletele sînt așezate sub anumite unghiuri față de razele lor de rotire, astfel încît paletele exterioare să deplaseze materialele spre interiorul tobei, iar cele interioare în sens invers. Deplasarea pe verticală este asigurată atît de poziția înclinată a paletelor față de verticală, cît și de faptul că înălțimea paletelor este mai mică decît nivelul materialelor din tobă (stratul superior cade liber în urma paletelor, după trecerea acestora). Asemenea betoniere au fost asimilate și la noi în țară (fig. 3).

Pentru calculul puterii N_m necesară motorului de acționare a paletelor de amestecare la turbomalaxoare a fost stabilită, de către autorul articolului de față, următoarea relație matematică*) :

$$N_m = \frac{K_m \cdot n \cdot \Sigma F_i \cdot r_{mi} \cdot \cos \alpha_i \cdot \cos \beta_i}{97\,500\ \eta_{tr}}, \text{ în kW} \qquad (1)$$

unde :

K_m este rezistența specifică medie la amestecare, în kgf/cm² ;
n — turația rotorului cu palete, în rot/min ;
F_i — suprafața unei palete, în cm² ;
r_{mi} — distanța de la centrul suprafeței paletei la axa de rotire, în cm ;
α_i — unghiul dintre direcția paletei și raza dusă din centrul acesteia ;
β_i — unghiul dintre planul paletei și verticală ;
η_{tr} — randamentul transmisiei de la motor la rotorul cu palete.

Experimental s-a demonstrat că valoarea rezistenței specifice medii la amestecare K_m rămîne aproximativ constantă pentru o anumită rețetă de ametec și pentru anumite viteze tangențiale la palete. De asemenea s-a ajuns la concluzia că dimensiunile paletelor şi unghiurile de aşezare ale lor influenţează foarte puţin asupra valorilor K_m.

---

*) Ștefan Mihăilescu : Contribuție la studiul betonierelor cu amestecare forțată. Revista construcțiilor și a materialelor de construcții, nr. 1/1966.

Experienţele efectuate de autor în cadrul Institutului INCERC Bucureşti au arătat că la turbomalaxoarele, la care vitezele tangenţiale maxime nu depăşesc 3 m/s (cazul cel mai frecvent întîlnit), iar vitezele tangenţiale medii V_m au valori de aproximativ 2,0 m/s, pentru prepararea betoanelor cu un conţinut de ciment de 300 kg/m³, s-a obţinut valoarea maximă K_m pentru un factor a/c = 0,45 ($K_m \cong 0{,}375$ kgf/cm²).

Calculul valorilor rezistenţelor specifice la amestecare K_m, pentru acelaşi consum de ciment, s-a făcut în toate cazurile în situaţiile cele mai defavorabile de lucru şi anume, pentru acei factori a/c care au dus la înregistrări de puteri maxime. S-a procedat în acest mod deoarece, experimental, s-a constatat, că la un acelaşi consum de ciment, curba de variaţie a puterii necesare malaxării prezintă un maxim pentru un anumit factor a/c.

Utilizînd măsurătorile de putere, înregistrate anterior în timpul experimentării betonierei BF–250 în cadrul INCERC, şi formula de calcul a rezistenţei K_m, stabilită de autor, s-au obţinut următoarele rezultate :

La viteze tangenţiale medii $V_m = 1{,}75$ *m/s*

— pentru un consum de ciment de 150 kg/m³, $K_m = 0{,}152$ kgf/cm² ;

— pentru un consum de ciment de 200 kg/m³, $K_m = 0{,}176$ kgf/cm² ;

— pentru un consum de ciment de 340 kg/m³, $K_m = 0{,}247$ kgf/cm².

Folosind rezultatele institutului N.I.I.J.B. (U.R.S.S.) obţinute în timpul experimentării unor turbomalaxoare (în anii 1964–1965) şi formulele proprii, autorul a determinat următoarele valori ale rezistenţei specifice K_m :

La turbomalaxorul S–773, la care $V_m = 1{,}87$ m/s

— pentru un consum de ciment de 250 kg/m³, $K_m = 0{,}27$ kgf/cm² ;

— pentru un consum de ciment de 400 kg/m³, $K_m = 0{,}375$ kgf/cm² ;

— pentru un consum de ciment de 540 kg/m³, $K_m = 0{,}42$ kgf/cm².

La turbomalaxorul S-773 A, la care $V_m \cong 2{,}0$ m/s

— pentru un consum de ciment de 400 kg/m³, $K_m = 0{,}40$ kgf/cm² ;

— pentru un consum de ciment de 540 kg/m³, $K_m = 0{,}435$ kgf/cm².

De remarcat că la prepararea amestecurilor cu un conţinut de ciment de 400 kg/m³, puterea maximă s-a înregistrat pentru un factor a/c = 0,34–0,37, iar la amestecurile cu un conţinut de ciment de 540–560 kg/m³, pentru un factor a/c = 0,27–0,28.

Atît la turbomalaxorul S – 773, cît şi la S – 773 A, vitezele tangenţiale maxime în interiorul tobei de amestec nu depăşesc 3 m/s.

Pe baza datelor obţinute, s-a reprezentat grafic variaţia valorilor rezistenţelor specifice medii la amestecare K_m, în funcţie de conţinutul de ciment al amestecului pentru diferite viteze tangenţiale medii V_m ale organelor de malaxare (fig.4).

Variaţia valorilor K_m, în funcţie de conţinutul de ciment, pentru anumite viteze tangenţiale medii la palete, poate fi scrisă sub forma unei ecuaţii lineare

$$K_m = a \cdot C + b, \quad \text{în kgf/cm}^2 \qquad (2)$$

unde :

C este cantitatea de ciment în amestec, în t/m³ ;
a şi b — coeficienţi, care depind de vitezele tangenţiale medii V_m ale malaxorului respectiv.

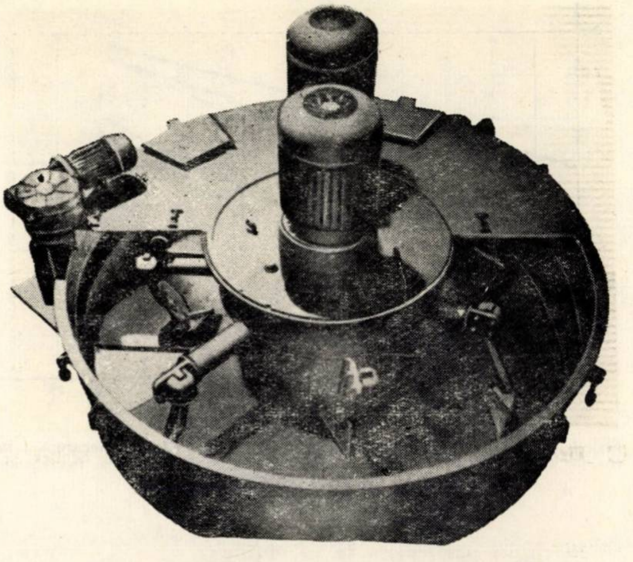


Fig. 1. Turbomalaxorul ZAE – 1 000 produs de firma IBAG (R.F.G.)

$$\text{Pentru } V_m \cong 2{,}0 \text{ m/s}, \; K_m = 0{,}28 \cdot C + 0{,}292 \text{ kgf/cm}^2 ; \qquad (3)$$

$$V_m = 1{,}87 \text{ m/s}, \; K_m = 0{,}44 \cdot C + 0{,}177 \text{ kgf/cm}^2 ; \qquad (4)$$

$$V_m = 1{,}75 \text{ m/s}, \; K_m = 0{,}50 \cdot C + 0{,}077 \text{ kgf/cm}^2. \qquad (5)$$

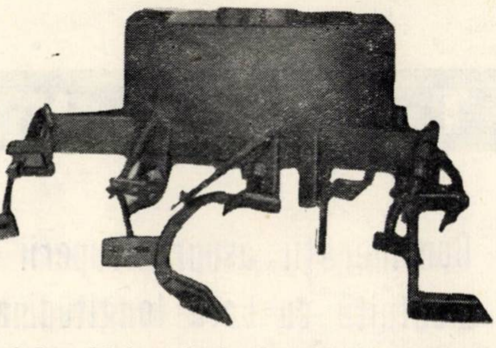


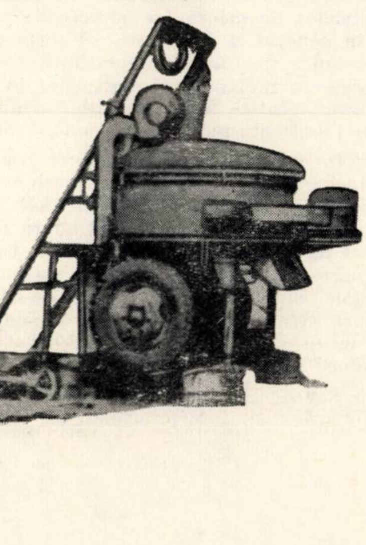
Fig. 2. Organul de lucru al turbomalaxorului „Fejmert" (Suedia)

Ţinînd seamă de relaţiile de mai sus, se pot scrie formulele de calcul al puterii motorului de acţionare a organului de lucru al turbomalaxoarelor :

Relaţia generală va fi :

$$N_m = \frac{(a \cdot C + b) \cdot n \cdot \Sigma F_i \cdot r_{m\,i} \cdot \cos \alpha_i \cdot \cos \beta_i}{97\,500 \cdot \eta_{tr}} \text{ kW}. \qquad (6)$$

Fig. 3. Vedere de ansamblu a turbomalaxorului BF – 500 (Republica Socialistă România)



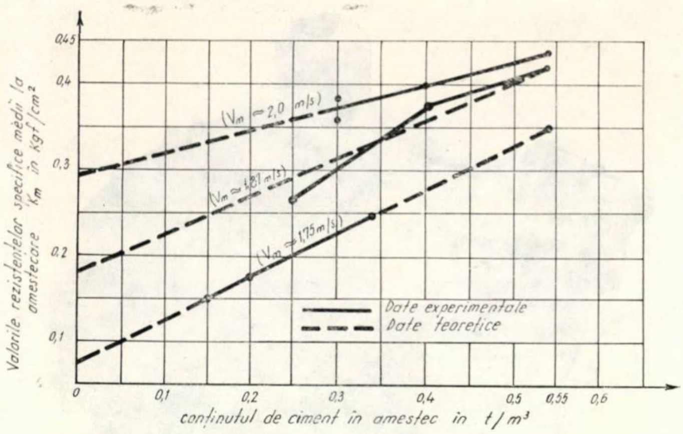


Fig. 4. Variația valorilor rezistențelor specifice medii la amestecare K_m în funcție de conținutul de ciment în amestec, pentru diferite viteze tangențiale medii ale paletelor

În cazuri particulare se va obține:

— pentru $V_m \cong 2{,}0$ m/s,

$$N_m = \frac{(0{,}28C + 0{,}292)\cdot n\cdot \Sigma F_i\cdot r_{mi}\cdot \cos\alpha_i\cdot\cos\beta_i}{97\,500\ \eta_{tr}}\ \text{kW}; \quad (7)$$

— pentru $V_m = 1{,}87$ m/s,

$$N_m = \frac{(0{,}44\,C + 0{,}177)\cdot n.\,\Sigma\cdot F_i\cdot r_{mi}\cdot \cos\alpha_i\cdot\cos\beta_i}{97\,500\ \eta_{tr}}\ \text{kW}; \quad (8)$$

— pentru $V_m = 1{,}75$ m/s,

$$N_m = \frac{(0{,}50\ C + 0{,}77)\cdot n\,\Sigma\cdot F_i\cdot r_{mi}\cdot \cos\alpha_i\cdot\cos\beta_i}{97\,500\ \eta_{tr}}\ \text{kW}. \quad (9)$$

Din analiza rezultatelor obținute, se constată că, pentru turbomalaxoarele la care vitezele tangențiale maxime în interiorul tobei $V_{max} \leqslant 3$ m/s, valorile rezistențelor specifice medii la amestecare K_m și deci și ale puterii necesare la organul de lucru cresc, pe măsură ce crește conținutul de ciment al amestecului, de la 150 kg/m³ pînă la 540 kg/m³ și proporțional cu mărimea vitezelor tangențiale medii la palete V_m între 1,75 și 2,0 m/s.

În concluzie se poate preciza că, pentru determinarea puterii necesare motorului de amestecare la turbomalaxoarele la care $V_{max} \leqslant 3$ m/s, pot fi utilizate fie formulele 7, 8 sau 9, fie formula 1 și graficele din figura 4.

STUDII ŞI CERCETĂRI

Considerații asupra ruperii elementelor prismatice de beton armat, alcătuite cu bare longitudinale și etrieri, solicitate la torsiune pură

Prof. ing. C. N. Avram
membru corespondent al Academiei Republicii Socialiste România

ing. I. Deutsch
Institutul Politehnic Timișoara

ing. R. Crișan, ing. L. Seleș
INCERC Timișoara

1. INTRODUCERE

Solicitarea la torsiune pură a elementelor de beton armat este foarte rar întîlnită în construcții, însoțind de cele mai multe ori încovoierea, față de care efectul ei este secundar. Acțiunea secundară a torsiunii este de regulă neglijată în calculul rețelelor de grinzi. La tabliere de poduri pe grinzi drepte și în general la încărcarea cu forțe concentrate puternice, torsiunea devine însă importantă. Oricum, la luarea în considerație a redistribuirii eforturilor în stadiul plastic, în structurile static nedeterminate, neglijarea torsiunii nu mai este justificată putînd conduce la o rupere prematură.

Se știe că torsiunea pură provoacă dezvoltarea unor eforturi unitare principale de întindere și compresiune egale ($\sigma_1 = \sigma_2$). Atîta timp cît eforturile unitare principale de întindere nu depășesc rezistența de rupere din întindere R_t, elementul de beton armat lucrează fără fisuri, adică în stadiul I. Dacă se depășește această limită, în elementul torsionat se formează pe toate fețele fisuri înclinate la 45° față de axa longitudinală. Aceste fisuri avînd forma unei elice urmăresc traiectoriile eforturilor unitare principale de compresiune. Apariția fisurilor se produce în urma ruperii plastice a betonului întins.

În urma fisurării, betonul continuă să lucreze elastic, pe direcția eforturilor unitare principale de compresiune, eforturile de întindere fiind preluate de armături, situație ce corespunde stadiului al II-lea.

Încercările experimentale ([5], [11], [18]) au arătat că cea mai eficientă așezare a armăturilor în cazul torsiunii pure este aceea care urmărește traiectoriile eforturilor unitare principale de întindere, adică așezarea elicoidală.

Această armătură interceptînd normal fisurile asigură o rigiditate mai mare a elementelor torsionate și deci o deschidere mai mică a fisurilor.

În elementele cu armătură elicoidală, în apropiere de rupere, betonul de acoperire se distruge complet, betonul fretat de armătura continuă să reziste, dar este pătruns de numeroase fisuri perpendiculare pe traiectoriile eforturilor principale de întindere, iar ruperea se produce într-o secțiune înclinată strîmbă și are loc întotdeauna prin distrugerea betonului comprimat cu sau fără intrarea în curgere a armăturii, în funcție de procentul de armare.

La ruperea prin torsiune a unui element armat cu bare longitudinale și etrieri, conlucrarea mai slabă a betonului cu armătura poate conduce la situații în care barele de oțel lucrează numai în stadiul elastic.

În normele existente ([7], [17]) pentru proiectarea elementelor de construcții din beton armat supuse la torsiune, respectiv torsiune cu încovoiere, se folosesc relații de calcul stabilite în stadiul elastic (II) care au fost extrapolate în stadiul al III-lea și anume :

— La elemente cu armătura în spirală,

$$M_{t_r}^{t_1} = 2\sqrt{2}\,A_{al}\,\sigma_c\,\frac{Abs}{s}\,. \qquad (1)$$

— La elemente cu bare longitudinale și etrieri,

$$M_{t_r}^{t_1} = 2A_{ae}\,\sigma_c\,\frac{A_{bs}}{e} = 2A_{al}\,\sigma_c\,\frac{A_{bs}}{a} = 2\Sigma\,A_{al}\,\sigma_c\,\frac{A_{bs}}{u_s}\,. \qquad (2)$$

Rezultatele experimentale au arătat că această extrapolare se poate admite numai pentru elemente armate cu bare elicoidale. Pentru elemente armate cu bare longitudinale și etrieri se obțin diferențe mari între valorile calculate și cele experimentale.

Din examinarea încercărilor făcute se pot trage unele concluzii importante :

— În acoperirea momentului de rupere, esențial este rolul betonului, după cum dovedesc în special rezultatele încercărilor lui Mörsch [11] și Graf [5] și rezultatele obținute la ICIMC București [18].

— Pentru procente mici de armare, între momentul de fisurare și cel de rupere nu este o diferență esențială.

— Armarea cu bare longitudinale, fără etrieri, nu prezintă eficacitate. Pentru a se obține o anumită sporire a capacității portante trebuie să se prevadă bare longitudinale și etrieri în proporții egale.

— Armarea cu bare elicoidale sporește capacitatea portantă în măsură cu mult mai mare decît armarea cu bare longitudinale și etrieri, însă acest mod de armare este mai greu de realizat în practică.

2. ÎNCERCAREA ELEMENTELOR EXPERIMENTALE

În lucrarea de față se analizează comportarea elementelor prismatice drepte din beton armat, alcătuite cu bare longitudinale și etrieri în volume egale, supuse la torsiune pură. Se prezintă rezultatele încercărilor efectuate pe un număr de 49 grinzi cu secțiune transversală pătrată și dreptunghiulară.

S-a studiat influența următorilor parametri asupra ruperii prin torsiune : marca betonului, calitatea armăturii, procentul de armare, modul de alcătuire a carcasei (legată sau sudată).

Grinzile experimentale au avut lungimea de 2,0 m, distanța dintre reazeme 1,80 m, cu dimensiuni ale secțiunilor transversale de 30 × 30 cm, 20 × 20 cm, respectiv 18×30 cm.

Mărcile de beton au variat între 260 kgf/cm² și 550 kgf/cm². S-au folosit carcase din oțel-beton OL 38 și TOR 47, la care procentul de armare a variat între următoarele valori, cuprinse în tabela 1 :

— armătura longitudinală	$\mu_l\%$	$= 0{,}64 \ldots 4{,}05\%$
— armătura transversală (etrieri)	$\mu_e\%$	$= 0{,}64 \ldots 3{,}22\%$
— armătura totală	$\mu_t\%$	$= 1{,}28 \ldots 7{,}27\%$.

Tabela 1

Caracteristici experimentale

OL 38

Nr. grindă	Armătura							marca beton Rb (kgf/cm²)	dimensiunile secțiunii grinzii (cm)	Momente torsiune rupere			Raportate	
	carcasă	longit. nr. bare diam. (mm)	$\mu_l\%$	etrieri diam (mm) dist. (cm) aria transv. (cm²)	$\mu_e\%$	$\mu_t\%$	etrieri $\sigma_c(\sigma_{02})$ (kgf/cm²)			M_{tr}^{e} (tfm)	$M_{tr}^{t_1}$ (tfm)	$M_{tr}^{t_2}$ (tfm)	$\frac{M_{tr}^{e}}{M_{tr}^{t_1}}\cdot 100$	$\frac{M_{tr}^{e}}{M_{tr}^{t_2}}\cdot 100$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
21–22	leg.	8Ø8	0,64	8/12,5/0,5	0,64	1,28	2 770	340	30/30	1,90	1,38	1,89	138	100
23–24	,,	8Ø8	0,64	8/12,5/0,5	0,64	1,28	2 770	470	,,	2,08	1,38	2,07	151	100
1– 4	,,	4Ø12	0,72	8/11/0,5	0,72	1,44	2 770	400	,,	1,96	1,57	2,12	125	93
9–12	sud.	4Ø12	0,72	8/11/0,5	0,72	1,44	2 770	450	,,	2,18	1,57	2,19	139	100
25–28	leg.	4Ø16	1,28	12/14/1,13	1,28	2,56	2 500	520	,,	3,04	2,52	3,18	121	96
37	sud.	,,	,,	,,	,,	,,	2 500	360	,,	2,84	2,52	2,86	113	99
42	leg.	8Ø12	1,44	12/12,5/1,13	1,44	2,88	2 500	320	,,	3,20	2,82	3,04	113	105
44	,,	,,	,,	,,	,,	,,	2 500	450	,,	3,44	2,82	3,33	122	103
47	sud.	8Ø16	2,55	10/5,5/0,79	2,55	5,10	2 500	320	,,	4,64	4,50	4,52	103	103
48	,,	,,	,,	,,	,,	,,	2 500	520	,,	5,12	4,50	5,20	114	98
49–50	leg.	,,	,,	,,	,,	,,	2 500	400	,,	4,20	4,50	4,80	93	88
59	sud.	8Ø20	4,05	16/10/2,01	3,22	7,27	2 230	490	,,	5,52	5,61	6,22	98	89
68	,,	4Ø16	3,58	14/15/1,54	2,93	6,51	2 740	430	20/20	1,20	1,26	1,35	95	89
72	,,	4Ø12	2,0	10/10/0,79	2,0	4,0	2 500	450	,,	1,20	0,89	1,01	135	119
63	,,	6Ø12	2,1	12/12/1,13	2,1	4,2	2 500	450	18/30	1,92	1,47	1,67	131	115
64	,,	,,	,,	,,	,,	,,	2 500	490	,,	2,16	1,47	1,72	147	125
TOR 47														
15–16	leg.	4Ø12	0,72	10/17,5/0,79	0,72	1,44	3 700	400	30/30	2,80	2,09	2,83	134	99
17–20	sud.	,,	,,	,,	,,	,,	3 700	440	,,	3,03	2,09	2,91	145	104
29–30	leg.	8Ø10	1,01	10/12,5/0,79	1,01	2,02	3 700	400	,,	3,20	2,92	3,56	110	90
31–32	,,	,,	,,	,,	,,	,,	3 700	550	,,	3,64	2,92	3,94	125	92
38	sud.	,,	,,	,,	,,	,,	3 700	370	,,	3,52	2,92	3,48	121	101
40	,,	,,	,,	,,	,,	,,	3 700	480	,,	3,68	2,92	3,76	126	98
45	leg.	8Ø12	1,44	12/12,5/1,13	1,44	2,88	3 600	480	,,	4,64	4,07	4,87	114	96
46	sud.	,,	,,	,,	,,	,,	3 600	520	,,	4,64	4,07	5,00	114	93
51	,,	8Ø16	2,55	10/6,5/0,79	2,00	4,55	3 700	320	,,	5,50	5,62	5,77	98	95
52	,,	,,	,,	,,	,,	,,	3 700	450	,,	6,00	5,62	6,33	107	95
60	,,	8Ø20	4,05	14/9/1,54	2,75	6,80	3 600	440	,,	7,30	7,70	8,32	95	88
70	,,	4Ø16	3,6	14/10/1,54	3,60	7,20	3 600	400	20/20	1,84	2,49	2,58	74	71
73	,,	4Ø12	2,0	12/16/1,13	2,0	4,0	3 600	480	20/20	1,26	1,14	1,32	111	96
57	,,	6Ø12	2,1	12/13/1,13	2,1	4,2	3 600	260	18/30	1,76	2,03	1,97	87	89
58	,,	6Ø12	2,1	12/13/1,13	2,1	4,2	3 600	450	,,	2,08	2,03	2,27	103	92

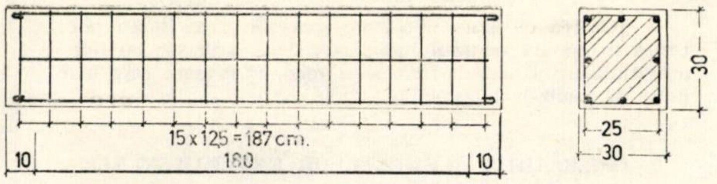


Fig. 1. Modul de alcătuire a unei carcase din bare de oţel-beton

Modul de alcătuire a unei carcase din bare de oţel este redat în figura 1.

Încercările elementelor experimentale s-au efectuat cu ajutorul unei maşini speciale, proiectate în acest scop, producînd un moment de torsiune constant în lungul elementului.

Încărcarea s-a aplicat static şi în trepte. La început treptele au fost de circa 15 % din valoarea momentului teoretic de fisurare pînă la atingerea a 60 % din această mărime, apoi în trepte mai mici, de circa 5 %, pînă la fisurarea elementului. După descărcarea elementului s-au aplicat trepte de încărcare de circa 15 % din valoarea momentului teoretic de rupere pînă la atingerea valorii reprezentînd 60 % din această mărime, apoi trepte de circa 5 % pînă la rupere.

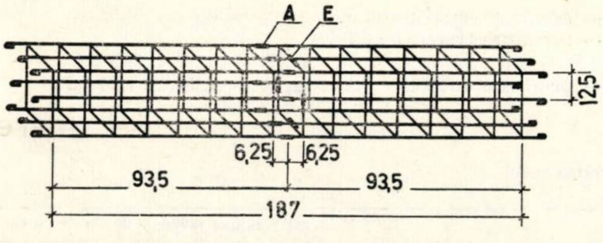
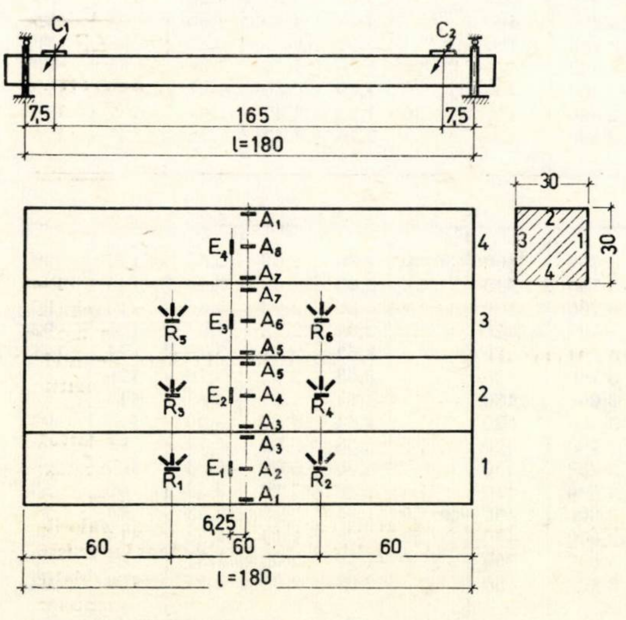


Fig. 2. Carcasa cu traductori electrici rezistivi

Deformaţiile armăturii s-au măsurat cu ajutorul traductorilor electrici rezistivi cu baza de măsurare de 10 mm (fig. 2). Deformaţiile betonului au fost măsurate cu traductori rezistivi cu baza de 50 mm, aplicaţi pe trei feţe ale grinzilor în rozete de cîte patru traductori, după direcţii longitudinale, transversale şi înclinate la 45° (fig. 3).

Fig. 3. Traductori electrici rezistivi pe beton şi armătură



3. REZULTATE EXPERIMENTALE ŞI STABILIREA FORMULEI DE CALCUL

În tabela 1 sînt prezentate datele caracteristice ale grinzilor experimentale şi rezultatele încercărilor comparate cu valorile teoretice ale momentelor de torsiune la rupere, calculate cu relaţia din norme şi aceea propusă pe bază de încercări. Relaţia din norme se referă la armătura transversală.

S-a folosit această expresie pentru motivul că se consideră că de fapt etrierii preiau mai eficient solicitarea de torsiune decît barele longitudinale, ţinînd seamă că la cîteva grinzi procentul volumic de armare transversală a fost mai mic decît cel de armare longitudinală.

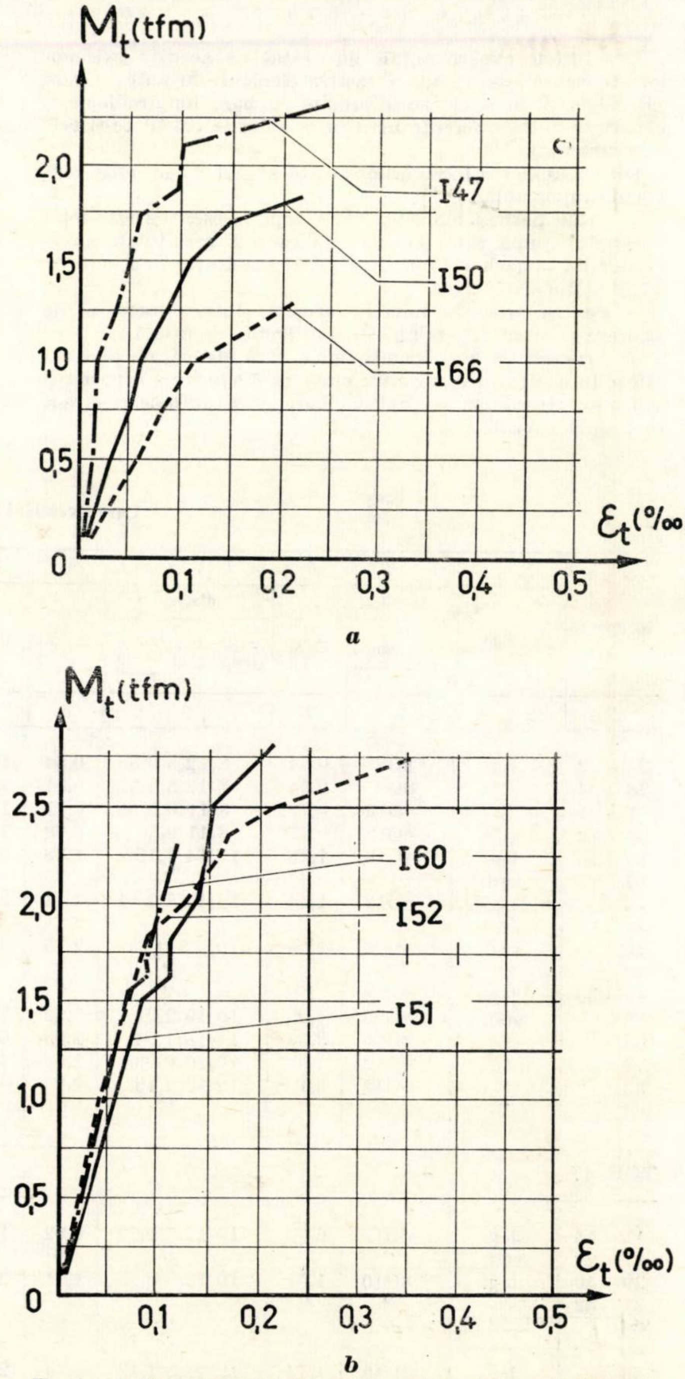
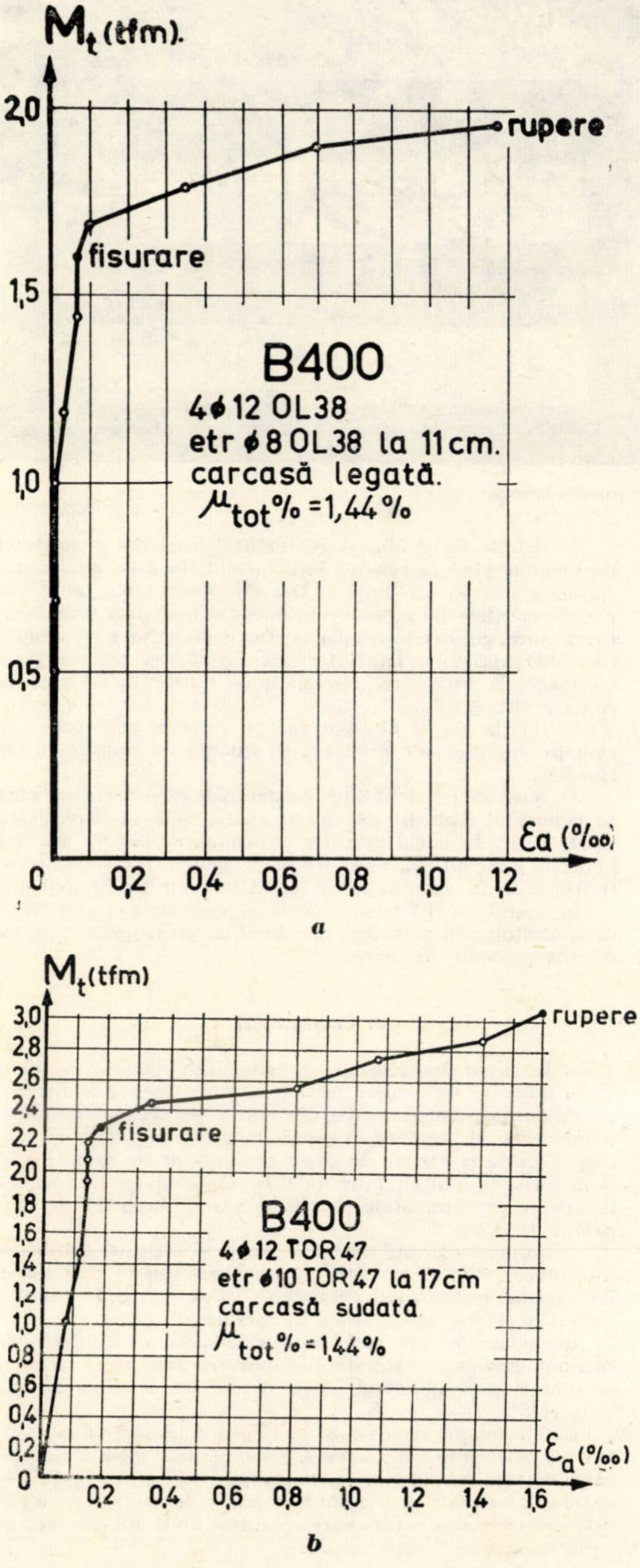


Fig. 4. a. b. Diagrame redînd deformaţiile specifice ale betonului întins în funcţie de momentul de torsiune

Barele longitudinale au fost dispuse numai în dreptul colţurilor secţiunii transversale sau şi la colţuri şi în dreptul mijloacelor laturilor. Etrierii, închişi, fără a fi petrecuţi, au fost legaţi sau sudaţi în puncte de barele longitudinale.

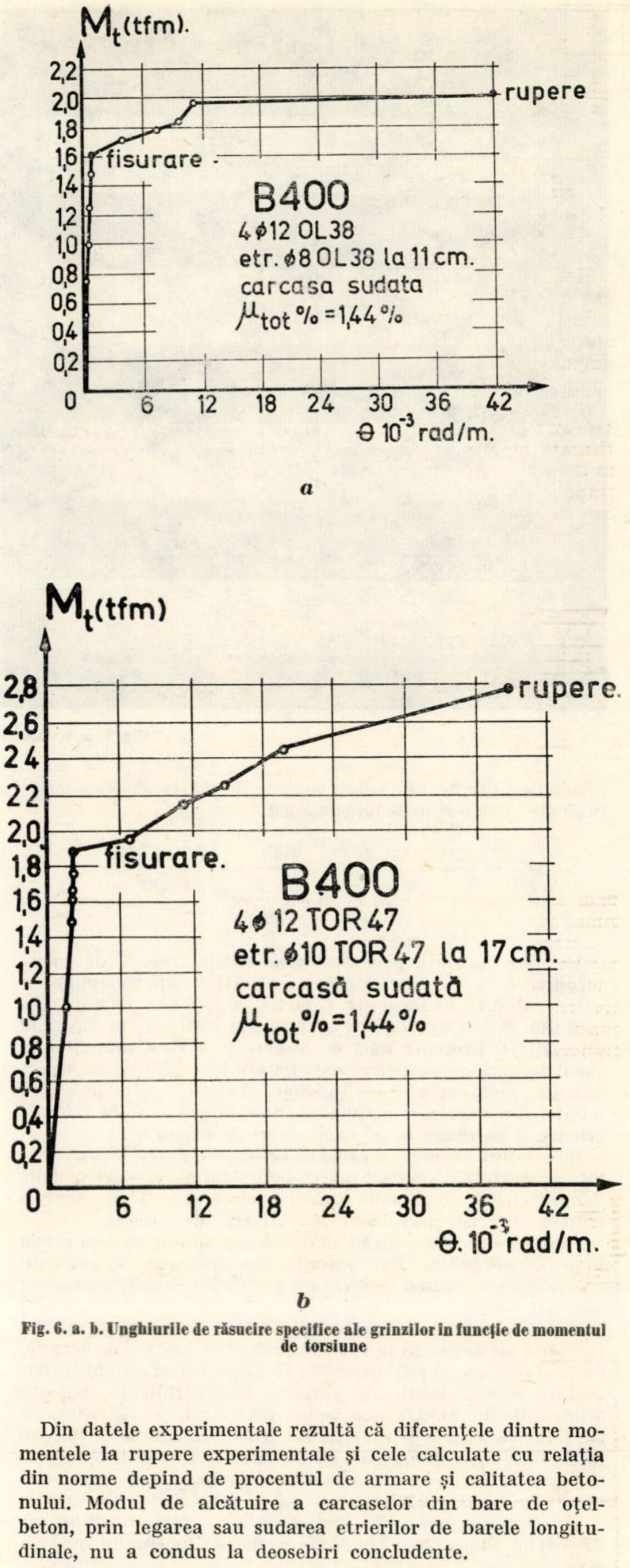
În relaţia amintită valoarea efortului unitar de curgere a fost obţinută pe bază de încercări ale epruvetelor barelor folosite. Din tabela 1 se observă că între valorile experimentale ale momentelor de torsiune la rupere şi cele teoretice, în urma aplicării relaţiei din norme, diferenţele sînt relativ mari. Astfel, la procente totale de armare mici, 1,28...1,44 %, valorile obţinute experimental faţă de cele teoretice sînt cu 35...50 % mai mari, iar la procente mari de armare, peste 7 %, diferenţele dispar sau valorile experimentale tind să fie mai mici.

Fig. 5. a. b. Deformaţiile specifice ale armăturii întinse în funcţie de momentul de torsiune



a

b



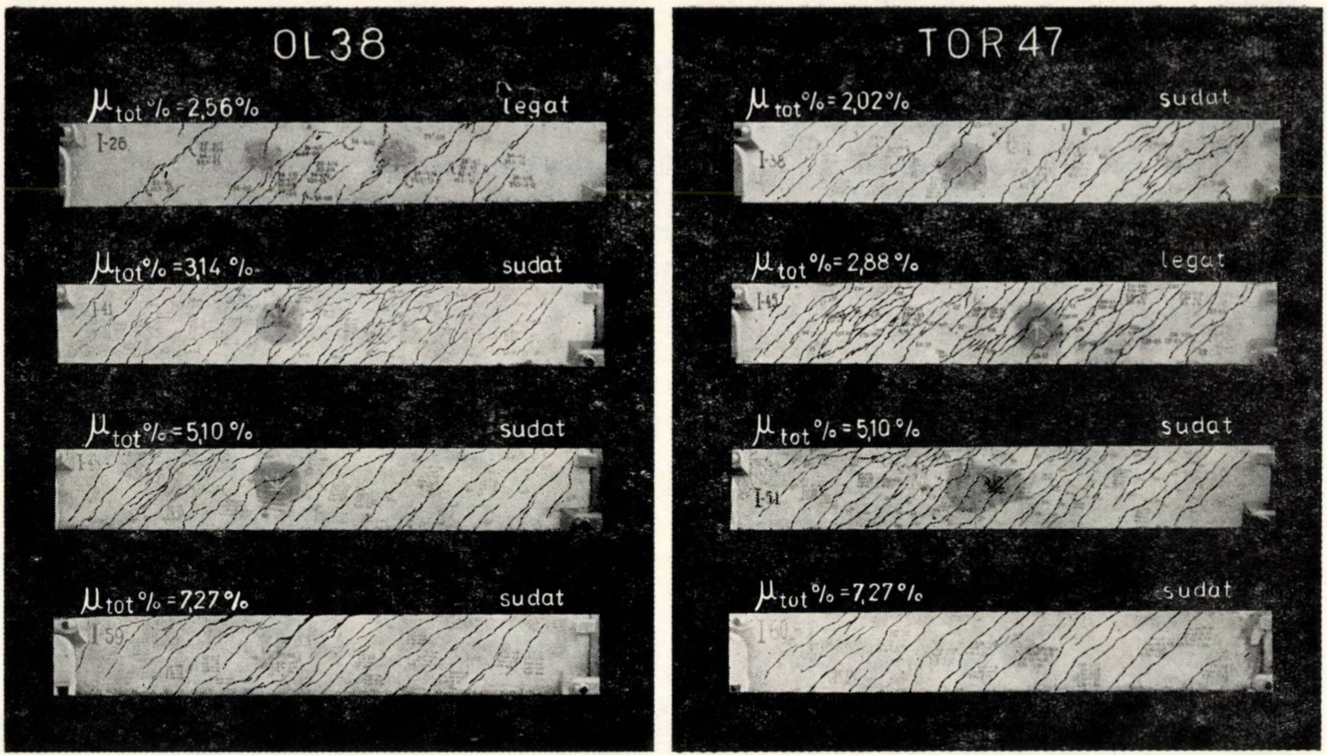
a

b

Fig. 6. a. b. Unghiurile de răsucire specifice ale grinzilor în funcţie de momentul de torsiune

Din datele experimentale rezultă că diferenţele dintre momentele la rupere experimentale şi cele calculate cu relaţia din norme depind de procentul de armare şi calitatea betonului. Modul de alcătuire a carcaselor din bare de oţel-beton, prin legarea sau sudarea etrierilor de barele longitudinale, nu a condus la deosebiri concludente.

În baza acestor consideraţii reprezentînd valoarea relativă $M^{e}_{t_r}/M^{t_1}_{t_r}\cdot \mu_e\,\%$, în funcţie de procentul de armare transversal $\mu_e\,\%$, s-a obţinut o variaţie hiperbolică. Ţinînd seamă de influenţa procentului de armare a rezultat că între valorile relative ale rapoartelor amintite şi calitatea betonului există o dependenţă liniară. S-a obţinut astfel următoarea relaţie de calcul pentru momentul de torsiune la rupere a elementelor



a b

Fig. 7. a. b. Aspecte ale grinzilor încercate

prismatice drepte din beton armat prevăzute cu bare longitudinale şi etrieri în volume egale :

$$M_{t_r}^{t_2} = \frac{2A_{bs}\,A_{ae}\,\sigma_c}{e}\cdot\frac{4,55}{5-\dfrac{1}{100\,\mu_e}}\cdot\frac{R_b+1\,000}{1\,300}\cdot \qquad (3)$$

Valorile obţinute prin aplicarea acestei relaţii de calcul încadrează în mod satisfăcător rezultatele experimentale.

Într-adevăr, factorul de corecţie ce include efectul procentului de armare dat de etrieri este supraunitar în cazul grinzilor cu procente mici de armare şi devine subunitar în cazul folosirii procentelor mari de armare. Sub acest aspect valorile momentelor de torsiune obţinute prin aplicarea relaţiei din norme se majorează în cazul procentelor mici de armare şi se reduc la procente mari de armare.

În privinţa influenţei calităţii betonului, datele experimentale au arătat că sporind marca betonului au crescut valorile momentelor de torsiune la rupere cu circa 10...15%. Această creştere este cuprinsă în al doilea factor de corecţie.

Dintre cele două calităţi de armătură se observă că o mai bună concordanţă între valorile experimentale şi cele calculate prin aplicarea relaţiei (3) există la grinzile armate cu bare OL 38.

Aceasta înseamnă că la barele netede s-a ajuns într-un mai mare număr de cazuri la valorile eforturilor unitare de curgere, decît la barele cu profil periodic, ale căror valori ale eforturilor unitare convenţionale de curgere, foarte ridicate, au fost atinse într-un număr mai redus de cazuri. În legătură cu calitatea betonului şi a oţelurilor trebuie menţionate dificultăţile ivite în determinarea cît mai exactă a mărcii betonului şi a calităţii barelor de armătură folosite, a corespondenţei biunivoce şi fidele între epruvetă şi materialul din grindă.

În cîteva reprezentări grafice se redau unele rezultate ale diferitelor măsurători efectuate pe grinzi în timpul încercărilor.

În figurile 4a şi 4b s-a reprezentat variaţia momentului de torsiune, faţă de deformaţia specifică a betonului întins pentru elementele alcătuite cu bare din oţel—beton OL 38 şi TOR 47.

Se poate observa destul de bine valoarea momentului de fisurare (la schimbarea pronunţată a pantei liniei) şi deformaţia specifică limită a betonului întins care a fost aproximativ $0,1...0,15^0/_{00}$.

În figurile 5a şi 5b, s-a reprezentat variaţia momentului de torsiune pînă la ruperea elementului, faţă de deformaţia specifică a armăturii întinse. Din diagrame reiese că deformaţiile specifice ale armăturii întinse sînt mici pînă la momentul fisurării, ceea ce înseamnă că eforturile unitare sînt reduse (sub 400 kgf/cm^2). După fisurare, armătura întinsă preia eforturile de întindere, alungindu-se foarte mult, pînă la ruperea elementului.

În figurile 6a şi 6b, sînt redate valorile unghiurilor de răsucire specifice ale grinzilor, în funcţie de momentele de răsucire.

Se observă că rigiditatea elementelor experimentale pînă în momentul fisurării este foarte mare, scăzînd după aceea foarte mult. În cazul grinzilor cu armătura netedă, această reducere a rigidităţii, după fisurarea grinzii, este mai accentuată faţă de cazul folosirii armăturii cu profil periodic.

În figurile 7a şi 7 b, sînt redate aspecte ale grinzilor încercate, alcătuite cu armătură netedă şi cu profil periodic şi cu diferite procente de armare.

4. CONCLUZII

— În urma încercărilor experimentale efectuate, reiese că la procente de armare mari (peste 5%) poate fi aplicată cu suficientă precizie relaţia din norme pentru determinarea momentului de torsiune la rupere la grinzi alcătuite cu bare longitudinale şi etrieri. În cazul procentelor de armare mici şi mijlocii, diferenţele între valorile momentelor de torsiune de rupere experimentale şi cele teoretice, după norme, sînt destul de mari.

— Formula (3) este corespunzătoare şi satisface tot domeniul procentelor de armare. Ea are avantajul că ţine seamă de variaţia procentului de armare şi de influenţa calităţii betonului asupra momentului de torsiune la rupere.

În figura 8 sînt reprezentate valorile momentelor de torsiune la rupere rezultate din aplicarea relaţiei (3) precum şi valorile experimentale, unele dintre ele stabilite de alţi autori ([5], [18]).

Datele comparative se referă la grinzi cu secţiunea transversală pătrată de 30 × 30 cm. Valoarea mai mică a momentului de torsiune la rupere, bazat pe rezultatul din [5], se datoreşte faptului că procentul volumic de armare transversală a elementului la care se referă a fost mult inferior procentului de armare longitudinală.

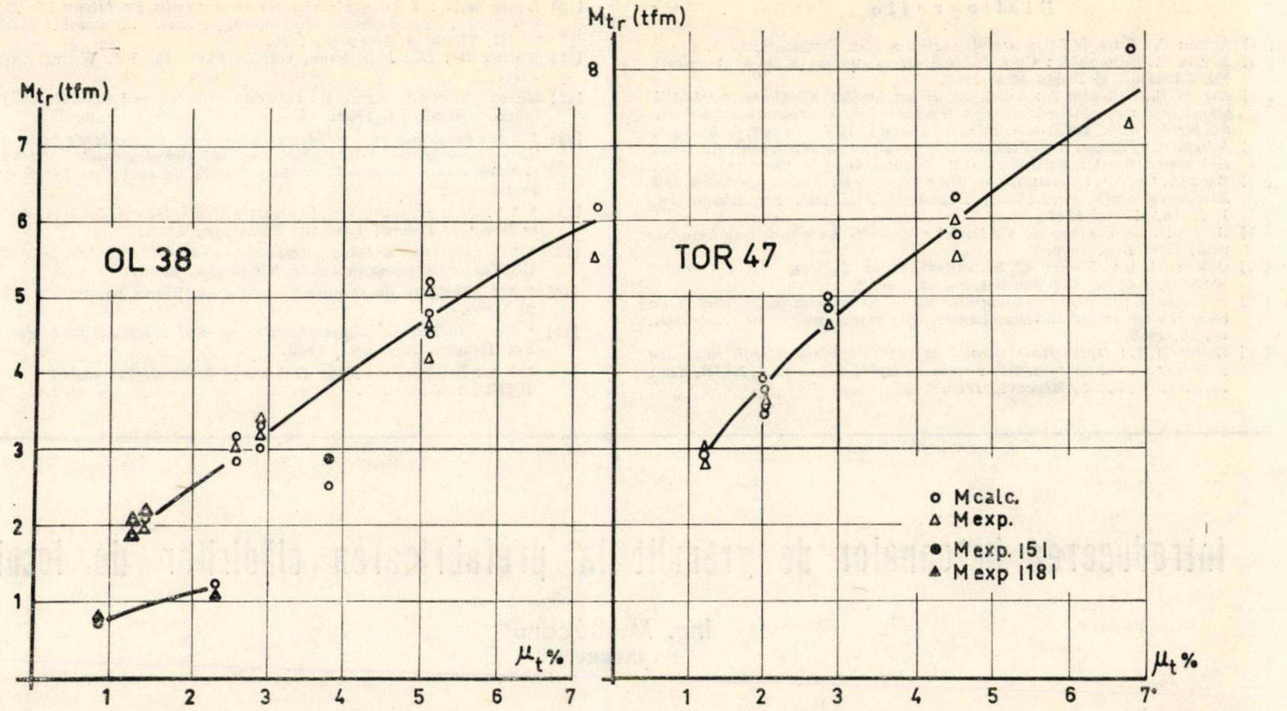


Fig. 8

Linia inferioară din figura 8, cuprinzînd armătura OL 38, se referă la grinzi cu secţiunea transversală dreptunghiulară de 20 × 30 cm.

— Spre deosebire de încovoiere, în cazul elementelor de beton armat prevăzute cu bare longitudinale şi etrieri, solicitate la torsiune pură, funcţie de procentul total de armare se pot stabili următoarele domenii :

a) Betonul simplu cu armătura de siguranţă pentru cazul $\mu_t\% \leqslant 1\%$, la care momentul de fisurare corespunde cu momentul de torsiune de rupere, $M_{tf} = M_{tr}$.

b) Betonul slab armat, corespunzător la $1\% < \mu_t\% \leqslant 3\%$. Momentul de fisurare este mai mic, însă foarte aproape de momentul de rupere, $M_{tf} < M_{tr}$.

Acest fapt impune ca funcţionarea elementelor în exploatare să aibă loc tot în stadiul I.

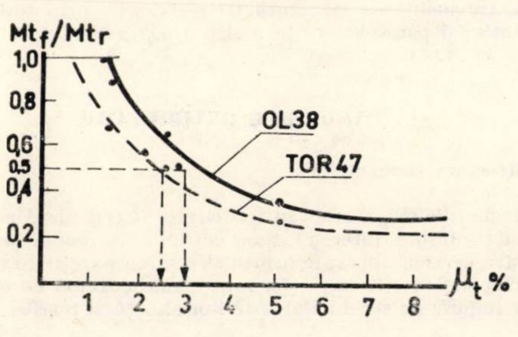
c) Betonul armat, cînd $\mu_t\% \geqslant 3\%$.

În acest caz momentul de fisurare este considerabil mai mic decît momentul de rupere, $M_{tf} \ll M_{tr}$, ceea ce permite elementelor de beton armat sub sarcina de exploatare să funcţioneze în stadiul al II-lea, asigurîndu-se totodată coeficientul de siguranţă la rupere $c = 1{,}8...2{,}0$ (fig. 9).

Notaţii

$A_b = bh$ — aria secţiunii transversale de beton
$A_{bs} = b_s h_s$ — aria secţiunii transversale a sîmburelui de beton

Fig. 9



A_{al} — aria secţiunii drepte a unei bare de armătură longitudinală
ΣA_{al} — aria secţiunii drepte totale a armăturii longitudinale
A_{ae} — aria secţiunii drepte a unei bare de armătură transversală (etrier)
b — lăţimea totală a secţiunii transversale a elementului
b_s — lăţimea sîmburelui de beton
h — înălţimea totală a secţiunii transversale
h_s — înălţimea sîmburelui de beton
M_{tf} — momentul de torsiune la fisurarea elementului
M_{tr} — momentul de torsiune la ruperea elementului
M_{tr}^{e} — momentul de torsiune experimental la rupere
$M_{tr}^{t_1}$ — momentul de torsiune la rupere conform normelor
$M_{tr}^{t_2}$ — momentul de torsiune la rupere propus
a — distanţa dintre barele longitudinale
e — distanţa dintre etrieri
s — pasul spirelor
$u_s = 2(b_s + h_s)$ — perimetrul sîmburelui de beton
$\mu_l\%$ — procentul volumic de armare longitudinală
$\mu_e\%$ — procentul volumic de armare transversală (etrieri)
$\mu_t\%$ — procentul volumic de armare totală
σ_c — limita de curgere pentru armătura netedă
σ_{02} — limita de curgere tehnică pentru armătura cu profil periodic
R_b — rezistenţa betonului la compresiune
R_t — rezistenţa betonului de rupere la întindere
C — coeficientul de siguranţă la rupere (în metoda de calcul la rupere)
ε_a — deformaţia specifică a armăturii
ε_t — deformaţia specifică a betonului la întindere
σ_1, σ_2 — eforturile unitare principale de întindere, respectiv compresiune
θ — unghiul de răsucire specifică.

Bibliografie

[1] Avram C. : *Curs de beton armat*, partea a II-a Timişoara, 1955.

[2] Avram C., Filimon I. : *Curs de beton armat*, partea a III-a, Bucureşti Ed. Didactică şi Pedagogică, 1962.

[3] Avram C., Filimon I. : *Influenţa dimensiunilor probelor şi a calităţii betonului asupra plasticizării parţiale a zonei întinse la elemente încovoiate din beton simplu*, Buletin ştiinţific şi tehnic al IPT, tomul 7. (sub tipar).

[4] Avram C., Filimon I. : *Proiectarea elementelor de construcţii din beton slab armat*, Buletin ştiinţific I.C.B. Bucureşti, nr. 8, 1961.

[5] Bach C., Graf O. : *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Beton und Eisenbeton gegen Verdrehung*, Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 16, Berlin 1912.

[6] Berg O.I. : *Unele aspecte ale teoriei rezistenţei betonului*, traducere lb. rusă, IDT, Buc. 1959.

[7] Cowan H. I. : *Design of beams subject to Torsion related to the new Australian Code*, ACI Journal, vol. 31, nr. 7.

[8] Făcăoaru I. : *Torsiunea secţiunilor pline ale elementelor prismatice de beton şi beton armat*, Revista construcţiilor şi materialelor de construcţii, nr. 10, 1962.

[9] Lessig N.M. : *Opredelenie nesuşei sposobnosti jelezobetonnîh elementov preamo-ugolomge sacenia, rebotoiuşchi na izghib c cruceniem*, NIJB, Trud institute Vîpusc 5, Moscova, 1959.

[10] Lessig M.N. : *Isledovanie sluciaev razgruşenia po betonu jelezobetonnîh elementov preamougolnogo secenia, rabotoinscih na izghib s criuceniem* NIJB, Vîpusc 5, Moscova, 1959.

[11] Mörsch E. : *Der Eisenbeton*, vol. II. part. II. Ed. Wittner Stuttgart 1929.

[12] Nicolau V. şi colaboratorii : *Introducere în teoria betonului*, vol. II, Ed. tehnică, Bucureşti, 1959.

[13] * * * : *Formarea şi deschiderea fisurilor la elemente de beton simplu, beton precomprimat, Studiu preliminar privind elementele de beton simplu şi beton armat solicitate la torsiune*, Secţia de cercetări INCERC Timişoara, 1962

[14] * * * : *Proiectul maşinii de încercare a elementelor de beton şi beton armat la torsiune*, Referat INCERC Timişoara, 1963.

[15] * * * : *Elemente de beton şi beton armat supuse la torsiune pură*, Referat INCERC cu concluziile finale, Timişoara, 1964.

[16] * * * : Bulletin du Comité Européen du Béton nr. 12, 13, 1959, nr. 24, 1960.

[17] * * * : *Normativ condiţionat pentru calculul construcţiilor la stări limită* Ed. Tehnică, Bucureşti, 1963.

[18] * * * : *Încercări pe probe de beton şi beton armat supuse la torsiune*, ICIMC, 1955.

Introducerea betoanelor de granulit la prefabricarea clădirilor de locuit

Ing. M. Băcanu
INCERC

Gama betoanelor de granulit[*]) cunoscute actualmente în tehnica mondială este foarte largă — de la betoanele macroporoase B 10 (cu $\rho a \approx 350$ kgf/m^3) pînă la betoanele armate, B 150 ... B 300 (cu $\rho a \approx 1\,700$ kgf/m^3) — de aceea posibilităţile de folosire a acestor betoane sînt variate şi multiple. În regiunile lipsite de agregate grele, în care argila nu lipseşte, betoanele de granulit pot apărea ca înlocuitoare raţionale şi eficiente ale betoanelor obişnuite.

La structurile de rezistenţă alcătuite din elemente mari şi grele supuse la încovoiere, folosirea betoanelor de granulit este avantajoasă prin reducerea de greutate ce o aduc.

La clădirile de locuit, la construcţiile agrozootehnice etc., introducerea betoanelor de granulit apare avantajoasă, în primul rînd, prin capacitatea lor de izolare termică.

Utilizarea betoanelor de granulit la fabricarea panourilor mari pentru clădirile de locuit poate fi privită şi ca o reintroducere modernă, prin procedee industriale, a ceramicii, la construcţia de locuinţe (în locul betoanelor grele atît de folosite astăzi); ca o modalitate de sporire a confortului termic interior care, cel puţin la clădirile cu puţine niveluri, ar fi mai greu şi mai costisitor de obţinut prin alte mijloace (tratamente interioare la pereţi, aparatură de condiţionare climatică etc.).

În prezenta lucrare sînt expuse cercetările efectuate în INCERC, în perioada 1962—1964, cu privire la unele aspecte tehnico-ştiinţifice legate de introducerea betoanelor de granulit a prefabricarea clădirilor din panouri mari.

I. STADIUL INIŢIAL AL PROBLEMEI

a. O serie de cercetări făcute la INCERC în anii 1958—1960 au precizat că pentru etapa actuală, la noi, pot fi luate în consideraţie următoarele sorturi de betoane de granulit [1]:

— betoane de termoizolaţie cu $\rho a \leqslant 900$ kgf/m^3, $\lambda \leqslant 0{,}3$ kcal/mh°C şi $R_{28} \leqslant 25$ kgf/cm^2;
— betoane de termoizolaţie şi de rezistenţă, cu $\rho a = 900 \ldots 1\,200$ kgf/m^3, $\lambda = 0{,}3 \ldots 0{,}4$ kcal/mh°C şi $R_{28} = 25 \ldots 1000$ kgf/cm^2;
— betoane de rezistenţă, cu $\rho a = 1\,500 \ldots 1\,700$ kgf/m^3, $\lambda \leqslant 0{,}70$ kcal/mh°C şi $R_{28} = 150 \ldots 300$ kgf/cm^2.

Cercetările ulterioare, în anii 1961—1963, au definit, într-o măsură tot mai largă, caracteristicile fizico-mecanice ale acestor betoane. Sînt de relevat aici, pentru explicitarea celor ce urmează, îndeosebi principalele caracteristici ale betoanelor de rezistenţă utilizabile la elementele armate; faţă de betoanele grele (cu agregate obişnuite), de marcă similară, betoanele de granulit prezintă [2]:

— modul de elasticitate şi coeficient de dilataţie liniară mai mici cu circa 30%;
— contracţie de întărire mai mare de circa două ori;
— rezistenţă la compresiune şi adeziune la armătură, mai mici;
— absorbţie de umiditate şi permeabilitate la vapori, mai mari.

b. Cercetările privind utilizarea betoanelor de granulit la clădirile din panouri mari au trebuit să ţină seamă nu numai de particularităţile acestor materiale, ci şi de faptul că cea mai mare parte a teritoriului României prezintă un grad ridicat de seismicitate. S-a ajuns astfel să se formuleze o seamă de cerinţe tehnice de bază privind alcătuirea clădirilor din panouri mari de granulit. Dintre acestea sînt de menţionat:

— limitarea numărului de niveluri la p + 4;
— adoptarea schemei constructive cu pereţi transversali şi longitudinali portanţi la sarcini gravitaţionale;
— alcătuirea pereţilor exteriori portanţi astfel ca, împreună cu pereţii interiori portanţi şi cu planşeele, să formeze un ansamblu spaţial de diafragme verticale şi orizontale, care să constituie structura de rezistenţă paraseismică a clădirii;
— realizarea îmbinărilor de monolitizare (dintre panourile ce alcătuiesc diafragmele verticale şi orizontale, ca şi dintre aceste diafragme), sub formă de îmbinări continue, turnate din beton armat (stîlpişori şi centuri);
— alcătuirea structurii de rezistenţă antiseismică, în totalitatea ei, din materiale omogene (betoane cu proprietăţi fizico-mecanice apropiate);
— fragmentarea structurii de rezistenţă prin rosturi de dilataţie (şi paraseismice în acelaşi timp), distanţate la cel mult 35 m.

II. PANOURILE EXTERIOARE

1. Structura elementelor

Panourile exterioare „în trei straturi" (cu placă portantă la faţa dinspre interior) s-au dovedit, în condiţiile ţării noastre, cele mai adecvate pentru alcătuirea pereţilor exteriori, ele răspunzînd atît cerinţelor funcţionale curente cît şi cerinţelor impuse de seismicitatea teritoriului ţării noastre. Introducerea betoanelor de granulit la aceste panouri a dus la două variante structurale [3]:

---

*) Agregate uşoare din argilă expandată, sub formă de granule rotunjite, cu suprafaţa netedă, cu structură macroporoasă.

— panouri „în trei straturi" din beton de rezistenţă din granulit (B 250), cu strat median din plăci termoizolatoare din beton celular autoclavizat;

— panouri „în trei straturi" din beton de rezistenţă din granulit (B 250), cu strat median turnat din beton de termoizolaţie din granulit (B 10).

Cele două variante au rezultat cu grosimi similare pentru straturile corespunzătoare : 5 cm + 12 cm + 9 cm = 26 cm. La ambele variante, pentru stratul exterior (de protecţie), pentru stratul interior (portant), ca şi pentru nervurile de legătură dintre straturi, s-a prescris beton B 250 de granulit. Ambele variante au fost concepute fără „barieră de vapori", condensul în structura lor, pe timp friguros, fiind apreciat — potrivit datelor de calcul — ca neglijabil (fig. 1).

2. Experimentări tehnologice

Pentru ambele variante de panouri exterioare din betoane de granulit, a fost verificată prin experimentări tehnologia de confecţionare, urmărindu-se sesizarea diferenţierilor faţă de tehnologia curentă utilizată la confecţionarea panourilor de acelaşi gen, din beton greu. În acest scop a fost proiectată şi confecţionată o serie de panouri exterioare de mărime curentă (l = 3,60 m, h = 2,75). Confecţionarea s-a făcut în tehnologia de stand, cu „faţa în sus" pe o platformă încălzitoare, de beton.

La panourile din prima variantă, stratul termoizolant din beton celular autoclavizat a fost executat din plăci de un singur tip; experimentările au arătat că integrarea suprafeţelor termoizolate (a cîmpurilor dintre nervuri) cu plăci de un singur tip — şi acesta este cazul general în practică — obligă la:

— cioplirea, tăierea şi ajustarea unor plăci;

— completarea unor porţiuni din suprafeţele termoizolante cu deşeuri de plăci.

Aceste obligaţii implică un spor de manoperă şi de atenţie, la realizarea panourilor.

În cea de a doua variantă, stratul termoizolant din beton de granulit B 10 (cu granulit de sortul 15/30) a fost turnat în rame metalice, poziţionate riguros (conform geometriei interioare a panourilor) pe stratul inferior din beton B 250 compactat şi nivelat. În spaţiile dintre ramele metalice, au fost turnate, din beton B 250, nervurile de legătură; după compactarea acestora, s-a trecut la extragerea ramelor metalice şi la turnarea stratului exterior din beton B 250.

Pentru a se verifica în ce măsură acest mod de turnare duce la scurgeri de mortar din betonul B 250 în betonul macroporos (în timpul compactării stratului exterior), s-au făcut o serie de experimentări pe fragmente de panouri. A rezultat că variaţia de greutate a betonului macroporos, datorită scurgerilor de mortar menţionate, este sub 5%, deci neglijabilă.

La toate panourile confecţionate experimental (indiferent de structură), faţa exterioară a fost finisată prin drişcuire, adăugîndu-se, pentru această operaţie, un amestec uscat de nisip-ciment (2 :1, în volume), procedeu folosit curent şi la panourile din beton greu.

Tratarea termică a panourilor, după turnare, a constat în încălzire, pe la faţa inferioară, şi aburire, pe la faţa superioară, timp de 8 ore.

La 24 ore de la turnare, panourile au fost decofrate, ridicate (prin smulgere-basculare directă de pe platforma de confecţionare) şi transportate în depozit; în momentul decofrării, betoanele de rezistenţă au avut circa 50% din marcă*). La 28 zile, betoanele de rezistenţă au atins marca prescrisă; densitatea lor aparentă a variat între 1 550 şi 1 650 kgf/m³.

Potrivit observaţiilor făcute în timpul confecţionării experimentale a panourilor, consumul de manoperă directă, la standul de confecţionare (cuprinzînd : pregătirea tiparelor, transportul-turnarea-compactarea betoanelor, montarea armăturii fasonate, pregătirea şi aplicarea plăcilor termoizolatoare, drişcuirea feţei văzute), a fost, la ambele variante, practic egal cu cel de la panourile similare din beton greu (cu termoizolaţie din plăci semirigide de vată minerală), adică circa 1 oră-om/m² panou plin.

În totalitate, experimentările tehnologice efectuate au permis să se aprecieze că :

— ambele variante structurale de panouri exterioare „în trei straturi" din betoane de granulit pot fi confecţionate după o tehnologie industrială, cu procedee şi utilaje moderne;

— structura panourilor conferă acestora suficientă stabilitate şi rezistenţă la solicitările ce apar în decursul manipulărilor de confecţionare;

---

*) Rezistenţă la care, potrivit prescripţiilor din [2], este permisă decofrarea şi manipularea elementelor.

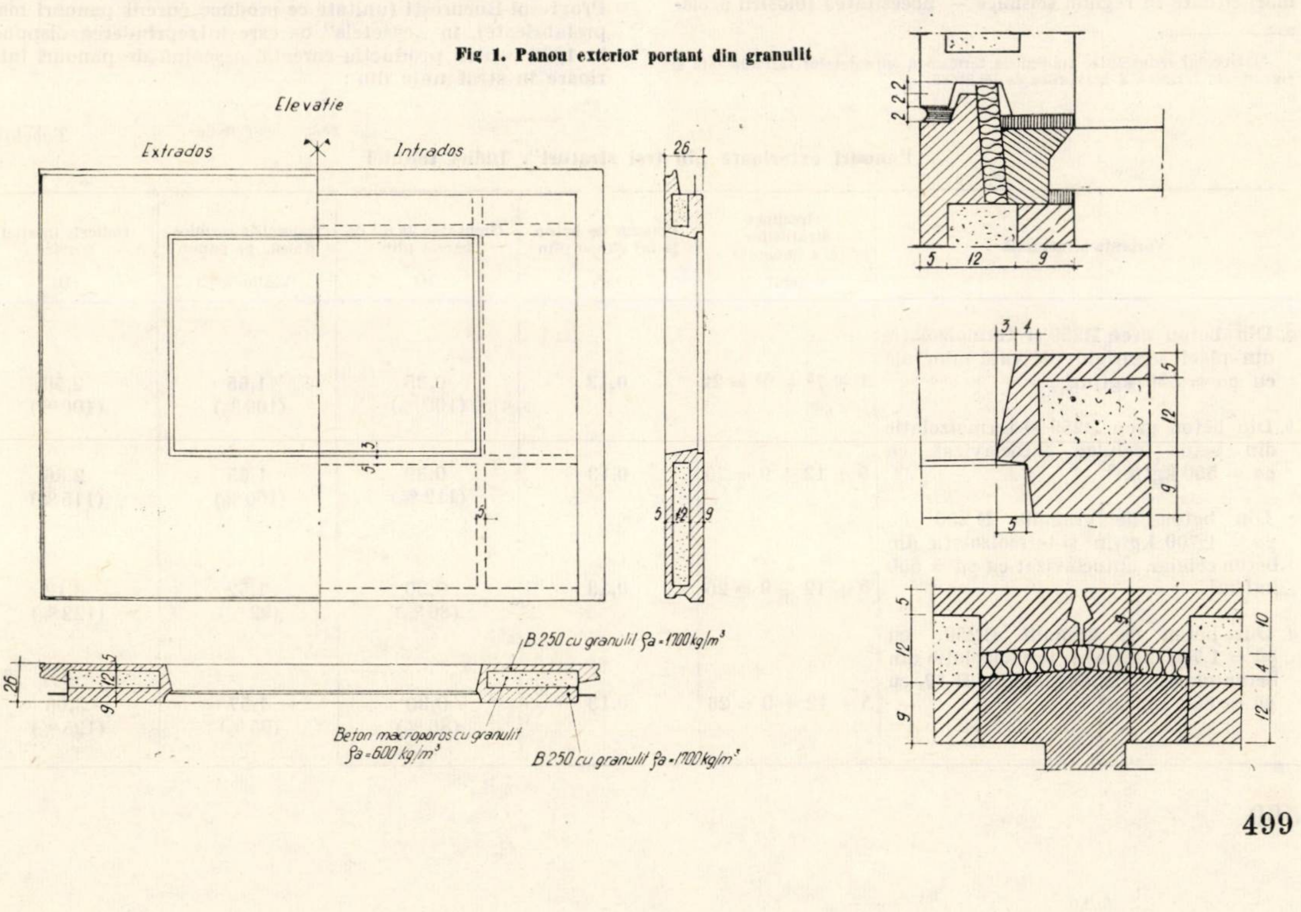

Elevaţie
Extrados
Intrados
26
5 12 9
B 250 cu granulit ρa=1700 kg/m³
Beton macroporos cu granulit ρa=600 kg/m³
B 250 cu granulit ρa=1700 kg/m³
2 2 2
5 12 9
3 1
5
12
9
10
4

Fig. 1. Panou exterior portant din granulit

— calitatea feţelor principale şi secundare la aceste panouri poate fi realizată cu acelaşi grad de finisare ca la panourile similare din beton greu B 250.

3. Aspecte tehnico-economice comparative

Faţă de panourile din beton greu (B 250) termoizolate cu plăci semirigide de vată minerală (folosite pe scară largă la noi), sau faţă de panourile din beton greu termoizolate cu beton celular autoclavizat (ce sînt pe cale de a fi larg introduse în practică), cele două variante structurale de panouri confecţionate din betoane de granulit se situează, în ceea ce priveşte indicii tehnici, aşa cum se arată în tabela 1.

Din această tabelă este de remarcat, în primul rînd, greutatea mai redusă a panourilor de granulit (*c* şi *d*). Această calitate dă posibilitatea ca, în limita capacităţii aceloraşi utilaje de ridicare — spre exemplu de 5 tf — suprafaţa panourilor exterioare să fie sporită de circa două ori şi, în consecinţă, numărul elementelor ce se asamblează în pereţii exteriori să fie redus cu circa o treime, faţă de cazul panourilor din beton greu ; la rîndul ei, reducerea numărului de elemente creează premise favorabile pentru reducerea cheltuielilor la producerea prefabricatelor, la transportul lor şi la punerea în operă. Pe de altă parte, greutatea redusă a panourilor din granulit, ducînd la reducerea greutăţii totale de construcţie, permite reducerea cheltuielilor pentru infrastructura clădirilor şi pentru structura lor de rezistenţă paraseismică.

Din tabela 1 este de remarcat, în al doilea rînd, superioritatea termotehnică a panourilor de granulit :

— transmisia termică mai mică cu 5 ... 7 %, ceea ce se reflectă în devizul clădirilor, printr-o reducere direct proporţională a costului instalaţiilor de încălzire ;.

— inerţie termică mai mare de 22 — 25 %, ceea ce are ca urmare o creştere a confortului termic interior, atît iarna cît şi vara.

În afară de acestea, la panourile de granulit — datorită omogenităţii lor termotehnice*) — pericolul de condens pe faţa lor interioară, în timpul iernii, este practic eliminat.

III. PANOURILE INTERIOARE PORTANTE

1. Structura elementelor

Folosirea betonului de granulit la alcătuirea panourilor exterioare atrage după sine — cel puţin la clădirile din panouri mari situate în regiuni seismice — necesitatea folosirii aceloraşi betoane şi pentru panourile interioare portante. Cerinţele de conformare paraseismică, aşa cum s-a arătat mai înainte, reclamă omogenitatea materială a diafragmelor longitudinale şi transversale din structura de rezistenţă paraseismică a clădirilor.

În aceste condiţii — ca şi în cazul panourilor din beton greu — structura ,,în strat unic'' din beton de granulit B 250 s-a dovedit a fi cea mai adecvată pentru panourile ce alcătuiesc pereţii interiori portanţi.

Pentru a satisface însă şi cerinţele de izolare fonică, grosimea acestor panouri — datorită densităţii aparente reduse a betonului B 250 din granulit (ρ_a = 1 700 kgf/m^3) — nu a mai putut fi menţinută aceeaşi ca la betonul greu ; pentru a echivala panourile din beton greu de 14 cm grosime, considerate în prezent ca satisfăcătoare la izolarea fonică dintre apartamente, panourile din granulit au fost mărite la grosimea de 20 cm.

Dar la o asemenea grosime, panourile avînd o capacitate portantă superioară, folosirea lor a apărut raţională la clădiri cu un partiu deosebit, mai exact la clădiri cu ,,travee mărită'', deci cu diafragme verticale rărite.

Evident că grosimea de 20 cm (determinată de cerinţele fonoizolării dintre apartamente) nu mai este necesară pentru panourile dintre camerele aceluiaşi apartament sau pentru cele din diafragmele de capăt ale clădirilor (la rosturile de dilataţie), la acestea grosimea putînd scădea la 14 sau chiar la 12 cm. Iar la grosimea de 12 ... 14 cm, suprafaţa panourilor interioare din beton de granulit poate fi majorată (în limitele capacităţii aceloraşi utilaje de ridicare) faţă de panourile din beton greu ; această majorare permite reducerea numărului elementelor ce intră în alcătuirea pereţilor interiori portanţi, creîndu-se astfel premise favorabile pentru reducerea cheltuielilor de fabricare, transport şi punere în operă a panourilor.

2. Experimentări tehnologice

În legătură cu tehnologia de confecţionare a panourilor interioare ,,în strat unic'' din beton de granulit B 250, s-a considerat necesar să se verifice, prin experimentări, posibilitatea confecţionării lor în ,,casete'' (baterii de tipare verticale). S-a urmărit să se precizeze dacă se pot realiza, prin turnare în ,,casete'', panouri echivalente cu cele din beton greu, B 250, în ceea ce priveşte :

— calitatea feţelor principale şi secundare

— rezistenţele mecanice.

În acest scop au fost confecţionate experimental, la I.P. Progresul-Bucureşti (unitate ce produce curent panouri mari prefabricate), în „casetele'' de care întreprinderea dispunea în 1962 pentru producţia curentă, o seamă de panouri interioare în strat unic din :

Tabela 1

Panouri exterioare ,,în trei straturi''. Indici tehnici

Varianta structurală	Grosimea straturilor şi a panoului (cm)	Consum de beton la m^2 panou plin (m^3)	Greutatea la m^2 de panou plin (t)	Transmisia termică, Kmed. pe panou (kcal/m^{2}h°C)	Indicele inerţiei termice (D)
a. Din beton greu B250 şi termoizolaţie din plăci semirigide de vată minerală cu ρa = 350 kgf/m^3	$5 + 7^5 + 9^5 = 22$	0,13	0,35 (100 %)	1,65 (100 %)	2,50 (100 %)
b. Din beton greu B250 şi termoizolaţie din beton celular autoclavizat cu ρa = 550 kgf/m^3	$5 + 12 + 9 = 26$	0,13	0,39 (112 %)	1,65 (100 %)	2,86 (115 %)
c. Din beton de granulit B 250 cu ρa = 1 700 kgf/m^3 şi termoizolaţie din beton celular autoclavizat cu ρa = 550 kgf/m^3	$5 + 12 + 9 = 26$	0,13	0,30 (86 %)	1,52 (92 %)	3,12 (122 %)
d. Din beton de granulit B 250, cu ρa = 1 700 kgf/m^3 şi termoizolaţie din beton macroporos de granulit, B 10, cu ρa = 600 kgf/m^3	$5 + 12 + 9 = 26$	0,13	0,30 (86 %)	1,57 (95 %)	3,06 (125 %)

---

*) Decalaj redus între transmisia termică a suprafeţelor termoizolate şi transmisia termică a nervurilor de legătură.

— beton compact de granulit B 250
— beton greu B 250

Toate panourile confecţionate experimental au avut dimensiunile :

$l = 4{,}70$ m, $h = 2{,}57$ m şi $d = 0{,}14$ m.

După turnare, panourile au fost tratate termic, prin încălzire pe una din feţele principale timp de 16 ore. La 24 ore de la turnare elementele au fost decofrate, ridicate şi transportate în depozit. În decursul acestor manipulări, panourile de granulit, ca şi cele din beton greu, au dovedit suficientă stabilitate şi rezistenţă ; nu au apărut deformări, fisuri, spărturi la muchii, smulgeri la urechile de ridicare etc. La decofrare, rezistenţa pe cuburi a fost de circa 140 kgf/cm², pentru ambele tipuri de betoane.

Calitatea feţelor văzute la panourile din granulit a fost similară cu aceea a panourilor din beton greu.

Pentru stabilirea rezistenţelor mecanice ale betoanelor din cele două categorii de panouri, au fost făcute, pe elementele confecţionate, încercări nedistructive (cu ultrasunete şi cu sclerometru) şi determinări distructive (rupere la compresiune pe carote extrase din panouri).

Rezultatele încercărilor nedistructive şi distructive sînt prezentate în tabela 2.

Tabela 2

Rezistenţele la compresiune determinate pe panouri turnate în „casete" şi pe carote extrase din aceste panouri — beton B 250

Modul de determinare a rezistenţei	Panouri interioare „în strat unic"	
	din beton greu B 250 (kgf/cm²)	din beton de granulit B 250 (kgf/cm²)
În panou, cu sclerometrul, la 28 zile	241	247
În panou, cu ultrasunete, la 28 zile	251	256
Pe carote, la 6 luni, cu ultrasunete	240	252
Pe carote, la 6 luni, rupere la compresiune	235	265

În concluzie experimentările tehnologice efectuate au arătat că :

— panourile interioare portante, cu structura „în strat unic" din beton de granulit B 250, se pot confecţiona, prin procedeul turnării în „casete" ;

— rezistenţele mecanice şi calitatea feţelor văzute la aceste elemente pot fi realizate practic asemenea cu ale celor din beton greu.

3. Aspecte tehnico-economice comparative

Faţă de panourile interioare portante, „în strat unic" din beton greu B 250, panourile din beton de granulit se situează comparativ aşa cum se arată în tabela 3.

IV. PANOURILE DE PLANŞEU

1. Structura elementelor

Folosirea betoanelor de granulit la panourile portante pentru pereţii exteriori şi interiori ai clădirilor atrage după sine alcătuirea panourilor de planşeu din aceleaşi betoane. Realizarea planşeelor din beton greu, concomitent cu realizarea diafragmelor verticale portante (pereţii portanţi) din betoane de granulit, ar da naştere în aceste diafragme — datorită diferenţei de contracţie dintre cele două tipuri de betoane — la o sporire sensibilă a tensiunilor interioare parazitare. Acestea cumulîndu-se cu eforturile din solicitările seismice, s-ar impune majorarea cheltuielilor pentru structura de rezistenţă a clădirilor.

În structura de rezistenţă paraseismică a clădirilor din panouri mari, planşeele constituind diafragme orizontale (şaibe de preluare şi repartizare a solicitărilor la diafragmele verticale), cele mai adecvate s-au dovedit panourile de planşeu „în strat unic". Confecţionate din beton de granulit B 250, aceste panouri au trebuit să aibă grosimea de 15 ... ...16 cm ; la această grosime, dala de granulit asigură o izolare fonică cel puţin egală cu aceea a dalei din beton greu de 10 cm grosime, considerată în prezent ca acceptabilă pentru fonoizolarea la zgomotul aerian (cînd se foloseşte cu o „pardoseală flotantă" multistratificată).

Grosimea mai mare a dalei de granulit duce desigur la creşterea consumului de beton ; totodată, duce la reducerea armăturii planşeelor şi conferă acestor elemente o rigiditate sporită.

Această din urmă calitate recomandă dala de granulit pentru clădirile avînd partiul cu „travee mărită", în concordanţă deci cu observaţia făcută la panourile interioare de granulit.

2. Deformabilitatea panourilor

Aşa cum s-a arătat mai înainte, betoanele de rezistenţă din granulit au un modul de elasticitate cu 30 % mai mic decît al betoanelor grele de marcă similară. Această particularitate a dus, între altele, la necesitatea verificării deformabilităţii instantanee şi de curgere lentă a panourilor tip dală din beton de granulit B 250, solicitate la încovoiere conform condiţiilor reale de exploatare, adică :

— încărcate cu greutatea proprie, pînă la vîrsta de 28 zile ;

— încărcate cu greutatea proprie şi cu sarcina de exploatare, după 28 zile *).

S-a urmărit ca, în condiţiile de încărcare arătate, să se stabilească ce raport există între deformaţiile (instantanee şi de curgere lentă) calculate teoretic (conform [2] şi [5]) şi cele măsurate experimental.

Încercările s-au făcut comparativ, pe fîşii de planşeu — tip dală — din beton de granulit B 250 şi din beton greu B 250 la grosimi de 10 şi de 15 cm.

Fîşiile au avut următoarele caracteristici comune :

— lăţimea de 0,50 m ;
— lungimea de 3,60 (interaxul reazemelor 3,50 m) ;
— armătura din bare OL 38.

Dimensionarea armăturii fîşiilor de planşeu s-a făcut în conformitate cu [2] ; a rezultat armarea din tabela 4.

Tabela 3

Panouri interioare portante „în strat unic". Indici tehnici

Tipul de panou	Consum de beton pe m² panou plin (m³)	Greutate la m² panou plin (t)	Rezistenţa la transmisia termică = R (m²h°C/kcal)	Inerţia termică (D)	Capacitate de atenuare la zgomot aerian (db)	Capacitate portantă
a) din beton greu B 250 d = 14 cm	0,14 (100%)	0,335 (100%)	0,286 (100%)	1,30 (100%)	48 (100%)	100%
b) din beton de granulit B 250 d = 20 cm	0,20 (143%)	0,340 (101%)	0,471 (165%)	2,20 (178%)	48 (100%)	143%

---

*) În conformitate cu [2], elementele prefabricate din betoane armate de granulit nu se încarcă cu sarcina de exploatare decît după 28 zile.

Tabela 4

Armarea fişiilor experimentale de planşeu tip dală

Armătura	Tipul de fişie			
	B 250 greu		B 250 de granulit	
	d = 10 cm	d = 15 cm	d = 10 cm	d = 15 cm
cm^2	1,51	1,29	1,51	1,29
(%)	0,38	0,20	0,38	0,20
Numărul şi diametrul barelor	3Ø8	3Ø8+ 1Ø6	3Ø8	3Ø8+ 1Ø6

Tabela 5

Încărcarea fişiilor experimentale de planşeu

Încărcarea	Etapa	Tipul de fişie			
		B 250 greu		B 250 de granulit	
		d = 10cm	d = 15cm	d = 10cm	d = 15cm
		kgf/m			
Greutatea proprie	la 5 zile de la confecţionare	125	187,5	85	127,5
Sarcina de exploatare	la 28 zile de la confecţionare	55	60	95	120
Încărcare totală	de la 28 zile pînă la 150 zile	180	247,6	180	247,5

Tabela 6

Deformabilitatea comparată a fişiilor de planşeu

Deformaţii (săgeţi la mijloc)	Modul de determinare	Tipul de fişie			
		B 250 greu		B 250 de granulit	
		d = 10cm	d = 15cm	d = 10cm	d = 15cm
a) f_i = săgeata iniţială, sub greutatea proprie (mm)	teoretic	14,80	8,50	11,10	5,34
b) f_c 28 = săgeata din curgere lentă sub greutatea proprie de la 5 la 28 zile (mm)	experimental	5,60	1,46	4,79	2,97
c) f_{28} = săgeata instantanee sub sarcina de exploatare aplicată la 28 zile (mm)	teoretic	2,31	0,52	5,72	1,32
	experimental	2,07	0,47	5,22	1,19
d) f_c 150 = săgeata din curgere lentă sub încărcarea totală, de la 28 la 150 zile (mm)	experimental	7,32	2,41	8,20	4,49
e) f_t = săgeata totală la 150 zile (a+b+c+d) (mm)	teoretic*)	30,50	13,50	31,00	15,05
	experimental**)	29,88	12,84	29,31	13,99

*) S-a calculat considerînd că toate încărcările (greutate proprie + sarcină de exploatare) acţionează începînd de la 28 zile.

**) A fost inclusă şi săgeata iniţială — *fi* — cu valoarea ei stabilită teoretic (a)

Încărcările ce au acţionat asupra fişiilor de planşeu experimentate şi etapele de încărcare sînt prezentate în tabela 5. După cum se poate observa în tabela 5, la fişiile de grosime egală, încărcarea totală a fost aceeaşi.

La 5 zile de la turnare, fişiile experimentale (întărite fără tratament termic pentru accelerarea întăririi) au fost decofrate şi aşezate pe reazeme, în poziţie de încercare: rezistenţa betoanelor, determinată pe cuburi de probă rupte la compresiune, atinsese 50 % din marcă.

De la 5 la 28 zile, fişiile experimentale au fost menţinute sub greutatea proprie, măsurîndu-li-se periodic deformaţiile.

La 28 zile de la turnare, fişiile au fost încărcate cu sarcinile de exploatare, măsurîndu-li-se deformaţiile instantanee; la această vîrstă, încercările pe cuburi de probă rupte la compresiune, au arătat că, în toate fişiile, betoanele atinseseră marca prescrisă (B 250).

De la 28 la 150 zile, fişiile experimentale au fost menţinute sub greutatea proprie cumulată cu sarcina de exploatare, măsurîndu-li-se periodic deformaţiile de curgere lentă. La 150 zile experimentul a fost încheiat.

Pentru confruntarea rezultatelor experimentale, au fost determinate şi teoretic *) valorile deformaţiilor instantanee şi de curgere lentă ale fişiilor, în diferitele etape de încărcare.

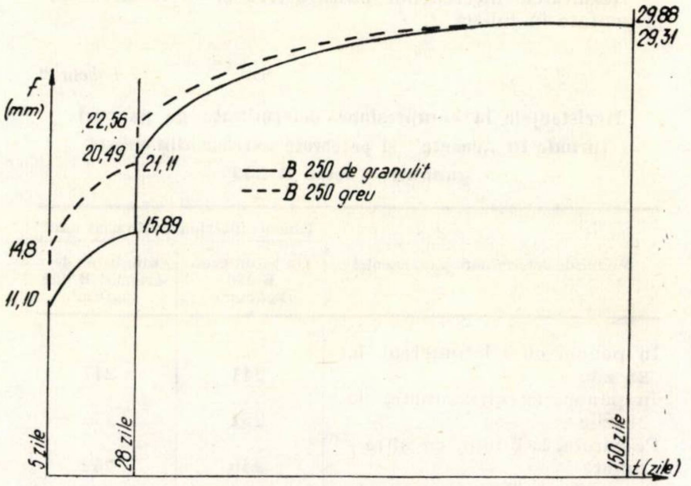


Fig. 2. Diagrama deformabilităţii la fişiile de planşeu (din beton greu şi din beton de granulit) de 10 cm grosime

Confruntarea datelor teoretice şi experimentale privitoare la deformabilitatea fişiilor de planşeu (tip dală) experimentate este prezentată în tabela 6.

În figurile 2 şi 3 se prezintă grafic, sub formă de diagrame, deformabilitatea fişiilor de planşeu tip dală.

În totalitate, rezultatele cercetărilor privind deformabilitatea planşeelor tip dală din beton de granulit B 250, deşi nu pot duce la generalizări (întrucît au fost obţinute pe un număr redus de exploatare), permit totuşi următoarele constatări:

— valorile experimentale ale deformaţiilor instantanee şi de curgere lentă concordă cu cele teoretice (în limitele toleranţelor admise de precizia măsurilor experimentale şi de precizia calculelor teoretice) şi deci verifică prescripţiile de calcul din [2] şi [5];

— deformaţiile calculate teoretic depăşesc cu cel mult 10 %, pe cele măsurate experimental, confirmînd că rigiditatea convenţională (K), luată în calcule, este mai mică decît cea reală, întrucît nu ţine seamă de influenţa fisurării reduse a zonelor marginale ale elementelor [6];

— în condiţii reale de încărcare, planşeele de granulit (încărcate cu sarcina de exploatare numai după 28 zile) sînt supuse unor solicitări mai mici, la o vîrstă crudă (în comparaţie cu planşeele dală din beton greu de grosime similară), ceea ce influenţează favorabil fenomenele de curgere lentă; ca urmare, aşa cum se verifică prin datele din tabela 6, deformaţiile totale (finale) ale celor două subtipuri de planşee

---

*) În conformitate cu [2] şi [5].

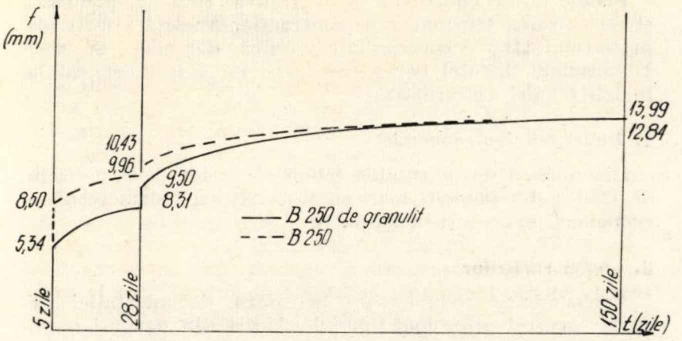


Fig. 3. Diagrama deformabilităţii la fişiile de planşeu (din beton greu şi din beton de granulit) de 15 cm grosime

(cu grosime, armare şi încărcare egale) pot ajunge practic egale în timp, deşi modulul de elasticitate al betonului de granulit este cu 30 % mai mic.

3. Aspecte tehnico-economice comparative

Faţă de panourile de planşeu tip dală din beton greu B 250 în grosime de 10 cm, panourile de planşeu tip dală din beton de granulit B 250, în grosime de 15. . .16 cm, se situează comparativ aşa cum se arată în tabela 7.

Tabela 7

Panouri de planşeu tip dală. Indici tehnici

Tipul de panou	Consum beton la m² panou	Greutate la m² panou	Rezistenţa la transmisia termică (R) (kcal/m²h°C)	Inerţia termică (D)	Capacitatea de atenuare la zgomotul aerian (db)	Rigiditatea convenţională (K) la încovoiere (kgf/cm²)
a) din beton greu B250 d = 10 cm	0,10 (100 %)	250 (100 %)	0,26 (100 %)	0,94 (100 %)	43 (100 %)	— (100 %)
b) din beton de granulit B 250	0,15 (150 %)	250 (100 %)	0,40 (154 %)	1,7 (180) %	43 (100 %)	— (300 %)

V. ELEMENTELE PREFABRICATE SECUNDARE

Pentru elementele prefabricate secundare ce intră în alcătuirea clădirilor din panouri mari — scări, cornişe, balcoane, parapete etc. — cerinţele constructive de rezistenţă şi de stabilitate generală ale clădirilor nu impun folosirea betoanelor de granulit.

Din volumul total al prefabricatelor suprastructurii clădirilor, aceste elemente secundare reprezintă circa 7 %. Realizarea lor din beton greu (în locul betoanelor de granulit) ar aduce o sporire a greutăţii totale de construcţie cu mai puţin de 3 %, ceea ce este neglijabil.

De aceea, în funcţie de posibilităţile organizatorice ale unităţilor ce produc panouri mari de granulit, confecţionarea elementelor prefabricate secundare se poate face din beton greu sau din beton de granulit B 250.

VI. ÎMBINĂRILE DINTRE PANOURI

Aşa cum s-a arătat mai înainte, la clădirile din panouri mari de granulit, în România, este necesar în general ca monolitizarea suprastructurii de rezistenţă să se facă prin îmbinări continue, turnate din beton armat : stîlpişori (între panourile verticale) şi centuri (între panourile orizontale).

Îmbinările turnate dintre panourile de granulit ce alcătuiesc suprastructura clădirilor pot fi realizate şi din betoane de granulit.

Experimentările tehnologice făcute au demonstrat că, la îmbinările turnate din beton de granulit, se pot obţine calităţi tehnice satisfăcătoare, echivalente cu ale îmbinărilor din beton obişnuit.

La pereţii exteriori din panouri mari, realizarea cu betoane de granulit a îmbinărilor turnate dintre panouri aduce acestora un spor de rezistenţă termică. Sporul nu este însă suficient ca să elimine necesitatea introducerii unor căptuşeli termoizolatoare la îmbinările panourilor exterioare ; iar o dată introduse aceste căptuşeli, apare raţional ca îmbinările turnate dintre panourile de granulit, să fie realizate din betoane grele, la pereţii exteriori ca şi în toată suprastructura clădirilor.

VII. EFICIENŢA TEHNICO-ECONOMICĂ A CLĂDIRILOR DE LOCUIT DIN PANOURI MARI DE GRANULIT

Eficienţa tehnică şi economică a folosirii panourilor mari de granulit la realizarea clădirilor de locuit a fost analizată comparativ, pe două proiecte de clădiri [7] :

— proiectul IPCT—1168, proiect tip pentru clădiri din panouri mari de beton greu ;

— proiect IPCT—1163, proiect pentru clădiri din panouri mari de beton de granulit, elaborat special în scopul cercetărilor, la care au fost aplicate toate rezultatele expuse mai înainte.

Clădirile celor două proiecte au prezentat un număr important de caracteristici comune sau sensibil apropiate (tabela 8) care constituie o bază suficientă pentru comparabilitatea celor două proiecte.

Tabela 8

Clădiri din panouri mari. Caracteristici comune

Caracteristici constructive-funcţionale	Proiect IPCT-1168 Clădire cu panouri mari din beton greu şi travee redusă (fig. 4)	Proiect IPCT-1163 Clădire cu panouri mari din beton de granulit şi travee mărită (fig. 5)
1	2	3
Număr de niveluri	p + 4	
Înălţimea încăperilor	2,65 m	2,64 m
Număr total de apartamente :	40	40
— cu 3 camere	85 %	80 %
— cu 4 camere	15 %	20 %
Aria construită	694 m²	700 m²
Aria desfăşurată	3 470 m²	3 560 m²
Aria locuibilă	1 635 m²	1 702 m²
Subsol tehnic	general	
Acoperişul	terasă bituminoasă necirculabilă	
Infrastructura	monolită, inclusiv planşeu peste subsol	
Suprastructura	din panouri mari prefabricate	
Gradul seismic de calcul	7	
Îmbinările	continue, turnate, din beton greu, armat B 300	

În tabela 9 sînt prezentate caracteristicile diferenţiale ale clădirilor din proiectele luate în comparaţie.

Din tabela 9 sînt de relevat următoarele :

— clădirea proiectului 1168 se caracterizează prin travee redusă, în timp ce clădirea proiectului 1163 se caracterizează prin travee mărită ;

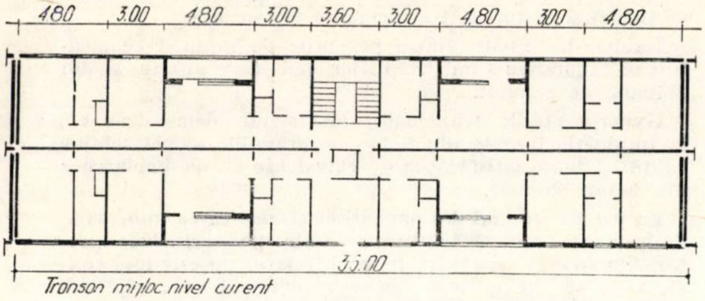


Fig. 4. Secţiune curentă prin clădire — proiect IPCT 1168

— clădirea proiectului 1163 prezintă un grad mai ridicat de confort locativ;

— la clădirea proiectului 1163, pereţii portanţi (interiori şi exteriori) sînt armaţi cu plase duble — Ø 4 la 20 cm — deci au o armare sporită faţă de aceea a pereţilor din proiectul 1168.

Notă. Necesitatea armării cu plase duble a panourilor de pereţi interiori s-a impus în tehnica execuţiei panourilor de pereţi.

Plasele duble conferă elementelor o rezistenţă sporită în sens transversal, în primul rînd pentru solicitările accidentale ce apar la confecţionarea, transportul sau montajul lor, reducînd pericolul de prefisurare. Armarea cu plase duble îşi are în al doilea rînd utilitate în exploatare la preluarea solicitărilor parazitare din flambaj sau din transmiterea excentrică a compresiunilor verticale.

Plasele duble contribuie în al treilea rînd la preluarea şi repartizarea tensiunilor de contracţie. Această armare dă proiectului 1163 o superioritate tehnică, dar aduce un spor la consumul de oţel beton, spor care nu a fost defalcat în indicii tehnici ce urmează.

1. Indicii tehnico-economici

Din analiza documentaţiei tehnice a celor două proiecte de clădiri din panouri mari au fost extraşi indicii tehnicoeconomici prezentaţi în tabela 10.

2. Costul clădirilor

Analizîndu-se comparativ — în baza documentaţiei de deviz — costul celor două tipuri de clădiri din panouri mari, au apărut următoarele aspecte.

La nivelul anului 1965 al preţurilor din construcţii, introducerea betoanelor de granulit (în locul betoanelor grele) la realizarea clădirilor din panouri mari poate duce la o scumpire cu circa 4 %, scumpire provenind în principal de la costul mai ridicat al betoanelor de granulit. Cifra trebuie însă privită orientativ, în sensul că prin dezvoltarea cercetărilor şi studiilor de proiectare asupra clădirilor din panouri de granulit (documentaţia de proiect ce a stat la baza comparaţiei, pentru acest tip nou de clădiri din panouri mari de granulit, fiind prima în ţară şi la un grad de precizie specific fazei P.A.) cît şi prin dezvoltarea fabricării granulitului la noi în ţară, există premise ca scumpirea de 4 % să fie sensibil redusă. Astfel există pe de o parte posibilităţi de reducere a consumului de betoane, a consumului de oţel, a cheltuielilor de fabricaţie-transport-montaj ale panourilor etc., după cum există şi posibilităţi de reducere a costului granulitului (faţă de preţul actual).

Tabela 9

Clădiri din panouri mari. Caracteristici diferenţiale

Caracteristici funcţionale şi constructive	Proiect IPCT-1168 cu panouri din beton greu şi travee redusă	Proiect IPCT-1163 cu panouri din beton de granulit şi travee mărită
1	2	3
Travee curentă	4,80 m	6,60 m
Travee secundară	3,00 şi 3,60 m	3,00 m
Număr de apartamente grupate la o scară pe nivel	4	2
Orientarea apartamentelor	simplă	dublă
Decomandarea încăperilor în apartamente	parţială	totală
Număr de loggii la apartamentele:		
— cu 3 camere	1	1
— cu 4 camere	1	2
Ventilare transversală	nu	da
Posibilitatea organizării variate a spaţiului locativ în apartamente	nu	da
Panourile exterioare	în trei straturi	în trei straturi
— grosime totală	22 cm	26 cm
— grosimea straturilor	(5 + 7,5 + 9,5) cm	(5 + 12 + 9) cm
— beton de rezistenţă	B 250 greu	B 250 cu granulit
— termoizolant	plăci de vată minerală	beton celular autoclavizat
— mod de armare	plasă exterioară + bare solitare	plasă exterioară + plasă interioară
— gabarit curent	4,79 × 2,73 = 13,20 m^2	6,79 × 2,78 = 18,8 m^2
— greutate curentă	3,35 tf	4,0 tf
Panouri interioare	în strat unic	în strat unic
— betonul de rezistenţă	B 250 greu	B 250 cu granulit
— grosime	14 cm (între apartamente şi între camere)	20 cm (între apartamente), 14 cm (între camere)
— mod de armare	bare solitare	două plase + bare solitare
— gabarit curent	4,46 × 2,56 = 11,40 m^2	4,96 × 2,56 = 12,7 m^2
— greutate curentă	3,85 tf	3,7 tf
Panouri de planşeu:	tip dală	tip dală
— betonul de rezistenţă	B 250 greu	B 250 cu granulit
— grosime	10 cm	16 cm
— mod de rezemare	pe 4 laturi	pe 3 laturi
— mod de armare	plasă + bare solitare	plasă + bare solitare
— gabarit curent	4,76 × 2,96 = 14,00 m^2	5,16 × 3,57 = 18,20 m
— greutate curentă	3,5 tf	4,95 tf
Panourile despărţitoare	din B 250 greu, în strat unic de 7 cm	27 % din B 250 de granulit în strat unic de 7 cm, 63 % din ipsos
Celelalte elemente prefabricate secundare	din B 250 greu	din B 250 cu granulit

Avantajele tehnice şi de exploatare pe care le prezintă clădirile din panouri mari de granulit (care în stadiul actual al problemei nu au putut fi pe deplin estimate şi prinse în calculul de cost) pot deveni preponderente, făcînd competitiv acest nou tip de clădiri (sub toate aspectele şi nu numai sub acela al confortului termic şi al reducerii de armătură care sînt desigur evidente).

VIII. CONCLUZII

Cercetările privind utilizarea betoanelor de granulit la panourile mari pentru clădirile de locuit, prin rezultatele obţinute, duc la următoarele concluzii principale:

— Se pot realiza din betoane de granulit toate elementele prefabricate ce intră în alcătuirea clădirilor din panouri mari; se pot utiliza, pentru confecţionarea acestor elemente, procedeele şi utilajele moderne din unităţile producătoare de panouri mari; se pot obţine pentru aceste elemente calităţi tehnice satisfăcătoare şi echivalente cu ale panourilor din beton greu.

— La alcătuirea panourilor mari de granulit sînt utilizabile două tipuri de betoane cu granulit; betoane de termoizolaţie (cu $\rho a = 600$ kgf/m^3) şi betoane de rezistenţă (cu $\rho a = 1\,700$ kgf/m^3).

— La clădirile din panouri mari de granulit este necesar ca întreaga structură de rezistenţă paraseismică să fie din panouri de granulit, iar marca betoanelor de granulit, din toate panourile portante, să fie aceeaşi.

— Folosirea panourilor mari de granulit este raţională şi avantajoasă în special la clădirile cu p + 4 niveluri, avînd partiul cu travee mărită (travee peste 6,00 m).

— Clădirile cu travee mărită, alcătuite din panouri mari de granulit, se pot executa cu macarale de 5 tf capacitate, existente actualmente în parcurile de utilaje ale unităţilor de execuţie a construcţiilor.

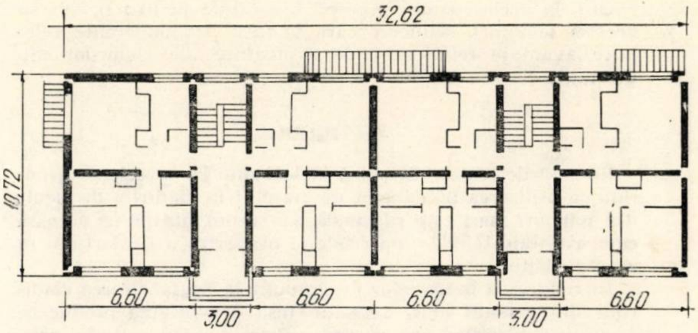


Fig. 5. Secţiune curentă prin clădire — proiect IPCT 1163

— Clădirile cu travee mărită, alcătuite din panouri mari de granulit prezintă avantaje (faţă de clădirile cu travee redusă din panouri mari de beton greu):

- o reducere a greutăţii totale de construcţie cu circa 30 %;
- o reducere a consumului de oţel-beton cu 15 % (150 kg/apartament de 60 m^2 Ad), fără a se ţine seama de economia de oţel ce se realizează la instalaţia de încălzire datorită rezistenţei termice sporite a panourilor de granulit;
- o creştere importantă a confortului termic interior prin eliminarea pericolului de condens superficial la elementele exterioare şi prin majorarea inerţiei termice a construcţiei în întregime.

— Costul clădirilor cu travee mărită din panouri mari de granulit rezultă (la nivelul actual al studiilor de proiectare) cu 4 % mai mare decît al clădirilor din panouri de beton greu;

Tabela 10

Clădiri din panouri mari. Indici tehnico-economici

Indici tehnico-economici	Proiect IPCT-1168 Clădire din panouri mari de beton greu şi travee redusă	Proiect IPCT-1163 Clădire din panouri mari din beton de granulit şi travee mărită
1	2	3
1. *Consumul principalelor materiale*		
a) beton armat (cm/m^2 Ad) în prefabricate		
— pereţi exteriori	7,3	5,70
— pereţi interiori	11,4	9,40
— planşee	8,7	13,60
— elemente secundare;	4,0	3,40
în monolitizări *)	2,3	1,90
în infrastructură	10,1	9,40
Total:	43,8 (100 %)	Total: 43,40 (99 %)
b) oţel-beton (kg/m^2 Ad) în prefabricate		
— pereţi exteriori	3,8	2,78
— pereţi interiori	2,5	3,60 **)
— planşee	6,8	5,30
— elemente secundare;	2,6	1,80
în monolitizări	2,2	1,60
în infrastructură	1,8	1,74
Total:	19,7 (100 %)	Total: 16,82 (85 %)
c) termoizolant (m^3/m^2 Ad)		
— plăci semirigide de vată minerală	0,04	—
— beton celular autoclavizat	—	0,044
2. *Greutatea suprastructurii din prefabricate* (inclusiv termoizolaţia şi pereţii despărţitori)	100 %	70 %
3. *Număr de elemente prefabricate/m^2 Ad*	0,36 (100 %)	0,23 (64 %)
4. *Număr de gabarite diferite de tipare*	61 (100 %)	40 (67 %)
5. *Greutatea medie a prefabricatelor principale şi secundare*	2,16 (100 %)	2,35 (108 %)

*) fără mortarul de poză
**) inclusiv armarea cu plase duble (1 kg/m^2 Ad)

există, în acelaşi timp, premise favorabile pentru reducerea acestei scumpiri, reducere care să facă preponderente celelalte avantaje tehnice şi de exploatare ale clădirilor din granulit.

ÎNCHEIERE

Cercetările expuse în acest articol duc la aprecierea generală că utilizarea betoanelor de granulit la clădirile de locuit din panouri mari este raţională, că se pot obţine pe această cale avantaje tehnico-materiale şi o sporire a confortului în aceste clădiri.

Introducerea betoanelor de granulit la prefabricarea clădirilor din panouri mari necesită însă dezvoltarea producerii granulitului, dezvoltare care să asigure acestui material calităţile tehnice prescrise în normele tehnice existente şi un preţ avantajos.

Introducerea prefabricării clădirilor de locuit din panouri mari de granulit necesită de asemenea continuarea studiilor şi cercetărilor, prin proiectarea si execuţia unor clădiri experimentale, la care să fie posibilă verificarea şi aprofundarea tuturor aspectelor tehnice şi economice specifice acestui nou tip de clădiri.

Este de menţionat că în alte ţări — Austria, U.R.S.S., Danemarca, R.D.G., R.F.G., Franţa — producerea granulitului şi folosirea betoanelor de granulit la prefabricate pentru locuinţe cunoaşte de mai mult timp o dezvoltare remarcabilă, fapt ce constituie un indiciu favorabil.

Bibliografie

[1] * * * : *Normativ pentru confecţionarea şi punerea în operă a betoanelor uşoare cu agregate artificiale*. Bucureşti, C.S.C.A.S. 1962.

[2] Stănculescu G., Ionescu M. : *Normativ condiţionat pentru proiectarea şi executarea elementelor de construcţie din beton armat cu agregate de granulit*. Bucureşti, INCERC, 1964.

[3] Bîcanu M., Popescu R. : *Panouri mari din beton de granulit*. Bucureşti, INCERC, 1962.

[4] Bîcanu M., Popescu R. : *Noi structuri şi tipuri de panouri pentru clădiri de locuinţe*, Bucureşti, INCERC, 1963.

[5] * * * : *Normativ condiţionat pentru calculul construcţiilor la stări limită* P. 8—62. Bucureşti, C.S.C.A.S., 1962.

[6] Nicolau V. : *Betonul armat*. Bucureşti, 1962.

[7] Bîcanu M., Mircea M. : *Structuri pentru clădiri din panouri mari cu travee mărită şi noi tipuri de elemente*. Bucureşti, INCERC, 1964.

[8] * * * : *Clădire din panouri mari de beton greu şi travee redusă*. Proiect IPCT/1168.

[9] * * * : *Clădire din panouri mari de beton de granulit şi travee mărită*. Proiect IPCT/1163.

Unele probleme privind betoanele cu polimeri

Conf. dr. ing. N. I. Voina, ing. P. Velica, ing. E. Schiller

Institutul politehnic Timişoara

1. PREZENTAREA PROBLEMEI

Betoanele cu adaosuri de polimeri au o largă întrebuinţare astăzi, în special pentru căptuşiri de baraje, tencuieli impermeabile, lucrări de finisaje şi protecţie în straturi subţiri. Domeniile de folosire, aşa cum rezultă din ([1] [2] [3] [4] [5]), sînt în curs de extindere datorită unor caracteristici îmbunătăţite faţă de betonul obişnuit cum sînt rezistenţe ridicate la întindere, încovoiere şi uzură, aderenţă pe diferite straturi, o mai bună lucrabilitate şi impermeabilitate.

Ţinînd seamă de tendinţa extinsă de utilizare, în lucrarea de faţă au fost studiate caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor cu polimeri în funcţie de compoziţie şi mediul de păstrare. În acest sens au fost experimentate, în comparaţie cu un beton fără adaos, cinci compoziţii de beton cu acetat de polivinil la care s-au variat raporturile ciment-agregat-adaos.

2. DATE PRIVIND EXECUTAREA PROBELOR

2.1. **Materiale.** Pentru confecţionarea probelor s-au utilizat următoarele materiale :

— Ciment P400 cu început de priză 2 ore şi 30 de minute, sfîrşit de priză 4 ore şi 45 de minute; rest pe sita de 4900 och/cm^2 = 6,4 %; rezistenţa la compresiune pe probe standard la 28 de zile = 405 kgf/cm^2 şi rezistenţa la întindere axială = 26 kgf/cm^2.

— Agregate fine de rîu de dimensiuni între 0/10 mm, care au fost sortate şi dozate astfel: 0/1 mm = 25 %; 1/3 mm = 15 %; 3/7 mm = 30 % şi 7/10 mm = 30 %.

— Acetat de polivinil emulsie apoasă E50 cu conţinut solid 49,5 % şi cu vîscozitate = 2800 cP.

2.2. **Probe, dimensiuni, compoziţii, păstrare.** S-au confecţionat, prin vibrare, cu un raport apă-ciment de 0,36 :

— cuburi cu $l = 7{,}07$ cm, pentru determinarea rezistenţei la compresiune (R_c);

— prisme de 5 × 5 × 30 cm, pentru determinarea rezistenţei la întindere din încovoiere (R_{ti}), contracţiei, umflării, absorbţiei de apă, modulilor de elasticitate şi a deformaţiilor sub sarcină de durată;

— opturi pentru determinarea rezistenţei la întindere (R_t).

Compoziţiile acestor probe sînt redate în tabela 1.

Pentru a mări efectul condiţiilor de conservare, probele decofrate au fost păstrate pe serii :

— în camera de laborator la temperatura de 20° ± 4°C şi umiditate relativă de 45 ± 5 %;

— în apă ;

— în camera de climatizare la temperatura de 10°C.

3. REZULTATE EXPERIMENTALE

3.1. Rezistenţele mecanice

La vîrstele de 14, 28 şi 90 de zile, s-au determinat R_c şi R_t, redate în figurile 1 şi 2.

În ceea ce priveşte rezistenţa la compresiune se constată că introducerea adaosului de acetat de polivinil în masa betonului determină micşorarea ei. Scăderea este cu atît mai evidentă, cu cît raportul adaos de acetat de polivinil/ciment (a. p. v./c) este mai mare.

Tabela 1

Compoziţiile betoanelor cu adaos de acetat de polivinil

Compoziţia	I	II	III	IV	V	VI
Ciment, părţi în greutate	1	1	1	1	1	1
Agregat, părţi în greutate	3	1	3	3	5	5
Ciment + agregat părţi în greutate	4	2	4	4	6	6
Acetat de polivinil % din greutatea cimentului	—	40	40	60	60	40
Acetat de polivinil % din greutatea amestecului total	—	20	10	15	6,6	10

În cadrul probelor cu adaos de acetat de polivinil, cele mai mari rezistenţe la compresiune se obţin pe compoziţia II, care are un dozaj de ciment ridicat (raport ciment/agregat de 1 : 1) şi un adaos de acetat de polivinil de 40 %. Păstrînd constant raportul a. p. v./c şi mărind raportul ciment/agregat, rezistenţele la compresiune scad (compoziţiile II, III, V). În ipoteza menţinerii constante a raportului ciment/agregat şi a măririi cantităţii de acetat de polivinil, respectiv prin mărirea raportului a. p. v./c., rezistenţele la compresiune scad (compoziţia III, IV, V şi VI).

A rezultat că introducerea adaosului de acetat de polivinil determină o scădere a rezistenţei la compresiune, iar diferenţa de rezistenţă între probele cu şi fără adaos tinde să se micşoreze în timp, ca urmare a faptului că probele cu adaos se hidratează şi se întăresc mai lent de unde provine şi creşterea de rezistenţă mai evidentă în timp (tendinţa de amortizare a rezistenţelor e mai scăzută). Scăderea rezistenţei la compresiune la probele cu adaos, scădere care se accentuează cu mărirea raportului a. p. v./c, se explică prin faptul că acetatul de polivinil se depune în jurul granulei de ciment, determinînd atît încetinirea hidratării, cît şi micşorarea rigidităţii structurii prin caracterul său plastic.

La termene mai mari se constată că rezistenţele la compresiune cresc mai repede la betoane cu acetat de polivinil faţă de betonul obişnuit, fapt ce determină ca alura curbelor $R_c - t$ să aibă un caracter de amortizare mai redus. Această comportare a betoanelor cu acetat de polivinil se datoreşte capacităţii de adsorbţie şi de cedare a apei în timp de către acetatul de polivinil.

În ceea ce priveşte rezistenţa la întindere, situaţia se inversează întrucît valorile acestei caracteristici sînt mai mari la probele cu adaos de acetat de polivinil faţă de probele fără adaos. Şi în acest caz cele mai mari valori ale R_t s-au obţinut la probele de compoziţia II la care raportul ciment/agregat este mare. Din compararea valorilor R_t ale probelor de compoziţie III şi IV rezultă că, cu creşterea cantităţii de acetat de polivinil, rezistenţele sînt mai mari la vîrste tinere (14 zile), după care există o tendinţă de egalizare (28 respectiv 90 de zile). Această comportare se datoreşte faptului că în prima perioadă de întărire creşterea dozajului de acetat de polivinil determină sporuri mai mari ale lui R_t, întrucît adaosul se adsoarbe pe suprafaţa microporilor din piatra de ciment, consolidînd pe de o parte structura cristalin-gelică, iar pe de altă parte avînd capacitate proprie de a rezista la eforturi de întindere.

La vîrste mai mari betoanele cu conţinut ridicat de acetat de polivinil au contracţii superioare, care creează tensiuni interne şi microfisuri în structura betonului, diminuînd creşterea lui R_t în timp, din care cauză dispersia curbelor $R_t - t$ se micşorează pe parcurs. Această observaţie e mai puţin evidentă în cadrul probelor de compoziţie V şi VI, întrucît cantitatea de acetat de polivinil raportată la cantitatea totală de amestec variază în limitele mai mici. Aceste probe, deşi au un raport ciment/agregate mai scăzut (1 : 5) faţă de precedentele (1 :3), au totuşi rezistenţele la întindere apropiate din cauza efectelor cumulate ale cimentului şi acetatului de polivinil asupra contracţiei care influenţează creşterea normală a lui R_t în timp.

Compoziţia II nu se poate compara cu restul compoziţiilor, întrucît are o cantitate de ciment ridicată.

În tabela 2 sînt prezentate scăderile rezistenţei la compresiune, respectiv creşterile R_t la probele cu adaos, în raport cu un beton fără adaos pentru vîrsta de 28 de zile.

Se constată creşteri ale rezistenţelor la întindere între 186 şi 130 % pentru probele de compoziţia II, respectiv VI, şi scăderii ale R_c între 29—69 % pentru aceleaşi compoziţii. Pentru a aprecia sporurile de rezistenţă la întindere şi scăderile rezistenţei la compresiune a betoanelor cu adaos de acetat de polivinil faţă de betoanele fără adaos, în tabela 3 se dau valorile raportului R_t/R_c calculate la vîrstele de 14, 28 şi 90 de zile. Rezultă pentru betoanele cu acetat de polivinil valori ale raportului R_t/R_c între 0,2 şi 0,45, în timp ce pentru betoanele obişnuite acest raport este numai de 0,06—0,1, ceea ce demonstrează că rezistenţa la întindere a betoanelor cu adaos este mai mare decît la betoanele obişnuite.

Studiul rezistenţei la întindere din încovoiere a fost efectuat numai pentru probele cu adaosuri păstrate în apă şi aer; rezultatele pentru vîrsta de 90 de zile sînt cuprinse în tabela 4.

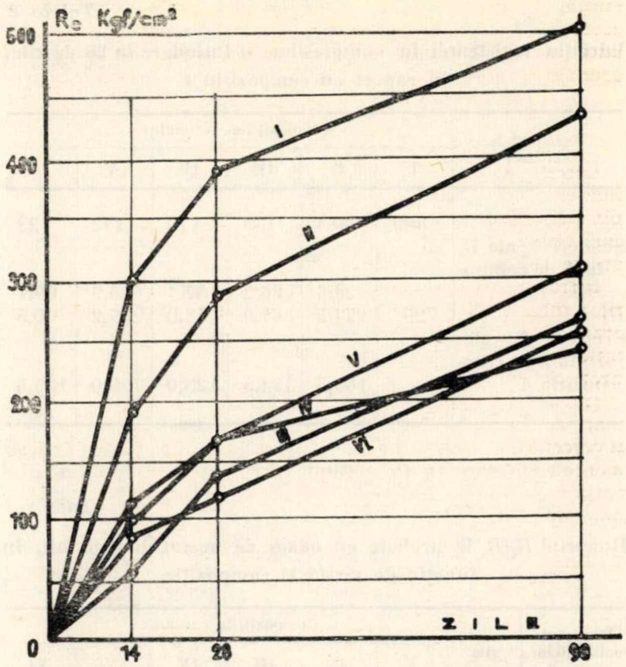


Fig. 1. Rezistenţa la compresiune R_c pentru diferite vîrste şi compoziţii

Pentru comparaţie, în acelaşi tabel, s-au calculat şi valorile R_{ti}/R_t. A rezultat că în raport cu betoanele obişnuite, la care $R_{ti}/R_t = 1,7$, la betoanele cu adaos de acetat de polivinil acest raport are valori sensibil mai mici, de unde se deduce că adaosul studiat are o influenţă mai favorabilă asupra R_t faţă de R_{ti}.

Din compararea probelor de compoziţia III şi IV, respectiv V şi VI, care au acelaşi raport ciment : agregat, se observă că rezistenţa la întindere din încovoiere creşte cu cantitatea de acetat de polivinil, deci cu raportul a. p. v./c ; şi în acest caz valorile lui R_{ti} nu cresc corespunzător cu raportul ciment : agregat, întrucît se resimte la dozaje mari de ciment efectul negativ al contracţiei cumulate, adică efectul cimentului şi al adaosului. Acest fapt e ilustrat din compararea probelor de compoziţie III şi V, respectiv IV şi VI,

Fig. 2. Rezistenţa la întindere R_t pentru diferite vîrste şi compoziţii

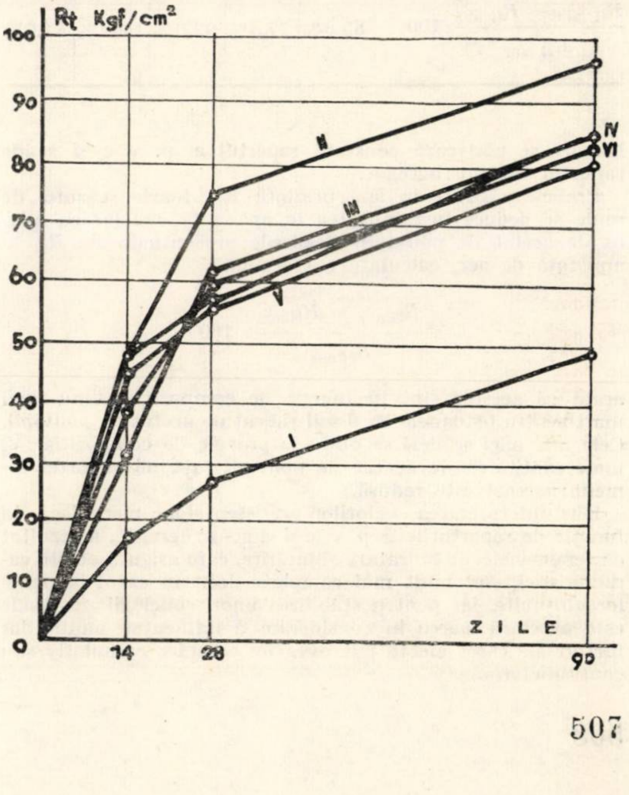


Tabela 2

Variația rezistenței la compresiune și întindere la 28 de zile, în raport cu compoziția I

Rezistențele (kgf/cm²)	Compozițiile betonului					
	I	II	III	IV	V	VI
R_c	399	284	135	170	172	123
Scăderi % ale R_c față de compoziția I	—	28,8	66,2	57,4	56,9	69,1
R_t	26	74,5	61,0	58,0	57,2	60,5
Creșteri % ale R_t față de compoziția I	—	186,5	134,5	123,0	120,0	130,5

Tabela 3

Raportul R_t/R_c la probele cu adaos de acetat de polivinil, în funcție de vîrstă și compoziție

Raportul rezistențelor	Vîrsta zile	Compozițiile betonului					
		I	II	III	IV	V	VI
R_t/R_c	14	0,06	0,205	0,457	0,356	0,393	0,359
	28	0,06	0,263	0,453	0,342	0,333	0,307
	90	0,1	0,219	0,338	0,347	0,266	0,323

Tabela 4

Rezistența la întindere din încovoiere, la vîrsta de 90 de zile

Compoziția	II	III	IV	V	VI
R_{ti}, kgf/cm² (aer)	129	103	114	104	123
R_{ti}/R_t (aer)	1,33	1,20	1,33	1,27	1,47
R_{ti} kgf/cm² (apă)	18,2	23,2	8,8	32,1	18,8
$\frac{R_{ti\ \text{aer}} - R_{ti\ \text{apă}}}{R_{ti\ \text{aer}}}\ 100$	85,6 %	77,5 %	92,0 %	69,2 %	84,0 %

la care se păstrează constant raportul a. p. v./c și scade raportul ciment : agregat.

Probele păstrate în apă prezintă R_{ti} foarte scăzute, de unde se deduce instabilitatea în apă a betoanelor cu adaos de acetat de polivinil. Scăderile procentuale ale R_{ti} în apă față de aer, calculate cu formula :

$$\frac{R_{ti\ \text{aer}} - R_{ti\ \text{apă}}}{R_{ti\ \text{aer}}} \cdot 100,$$

arată că acestea sînt în funcție de compoziție, fiind mai mari pentru betoanele cu dozaj ridicat de acetat de polivinil. Cele mai mici scăderi se obțin la probele de compoziția *V*, unde cantitatea de acetat de polivinil față de raportul ciment : agregat este redusă.

Din interpretarea valorilor rezistențelor mecanice, în funcție de raporturile a. p. v./c și ciment : agregat, a rezultat că fenomenele de hidratare și întărire, care asigură aceste caracteristici, sînt mult mai complexe decît în cazul betoanelor obișnuite, iar pentru stabilirea unor concluzii raționale este necesară luarea în considerare a influenței multiplilor factori ale căror efecte pot avea un caracter cumulativ sau contradictoriu.

3.2. Contracția

Contracția a fost studiată pe probe executate din cele cinci compoziții cu adaos de acetat de polivinil, păstrate în laborator prin măsurători pînă la 90 de zile (fig. 3).

Cele mai mici contracții le prezintă probele de compoziția V, la care raportul între ciment agregat este de 1 : 5, iar cantitatea de acetat de polivinil raportată la masa minerală este minimă (6,6 %).

Din compararea probelor de compoziția III și VI, care au aceeași cantitate de acetat de polivinil față de masa minerală, se observă o diferență netă a valorilor contracției ; probele din seria III prezintă contracții mult superioare. Explicația rezidă din variația raportului între ciment și agregat, care la probele din seria VI este 1: 5 față de 1: 3 pentru seria III.

Păstrînd constant raportul între ciment și agregat (compoziția III și IV) și variind numai cantitatea de acetat de polivinil, se constată o concordanță între creșterea contracției și a conținutului de acetat de polivinil (compoziția IV). Această concluzie se confirmă și din compararea valorilor contracției pentru compozițiile V și VI, la care, de asemenea, s-a menținut constant raportul ciment : agregat și s-a variat numai cantitatea de adaos.

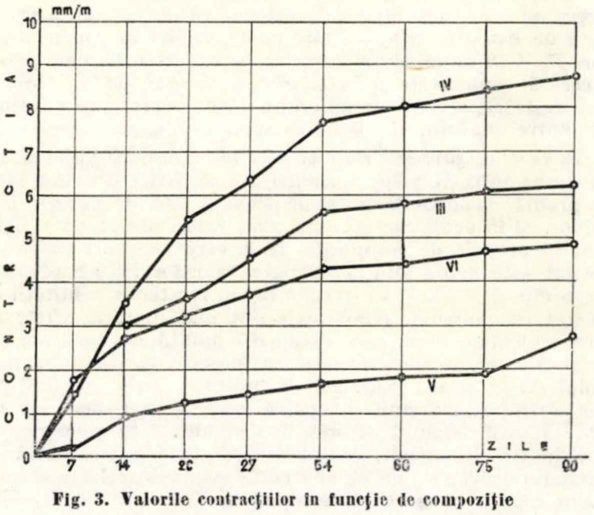


Fig. 3. Valorile contracțiilor în funcție de compoziție

În comparație cu betoanele obișnuite, cele cu adaos de acetat de polivinil au contracții mult mai mari, ceea ce prezintă un dezavantaj. A rezultat că valorile contracției cresc cu procentul de acetat de polivinil, creșterile fiind mai accentuate cînd raportul a. p. v./c depășește valoarea de 0,4, respectiv de 0,2, dacă se consideră polimerul solid.

Valorile mari ale contracției acestor betoane în anumite împrejurări le pot face inutilizabile chiar la raporturi ciciment : agregat medii (1 : 4 ; 1 : 5). Pentru reducerea contracției betoanelor cu acetat de polivinil, în literatura de specialitate [6] au fost studiate mai multe procedee ca :

— Utilizarea unui agregat cu suprafață specifică redusă ; în acest caz polimerul se disperseaază în pelicule subțiri, mai uniform în jurul granulelor de ciment, micșorînd capacitatea de contracție.

— Introducerea în masa betonului a unui adaos de fluorosilicat de sodiu, în proporție de 4 — 6 %, care asigură o reducere a contracției între 25 — 60 %. Folosirea fluorosilicaților de sodiu prezintă un dezavantaj întrucît contribuie la reducerea rezistențelor mecanice.

O metodă mai eficace de reducere a contracțiilor, care determină concomitent și sporuri de rezistență, propusă de autori, este indicată la punctul 4.

3.3. Absorbția de apă și umflarea

Absorbția de apă și umflarea au fost determinate pe aceleași epruvete păstrate în apă timp de 60 de zile. Întrucît la probele de compoziție II, III și IV, din cauza conținutului mare de acetat de polivinil, după 14 zile de păstrare în apă, s-au produs umflări importante urmate de fisurare, în figura 4 se dau valorile umflării și absorbției de apă numai pînă la această vîrstă. Pentru aceste compozi-

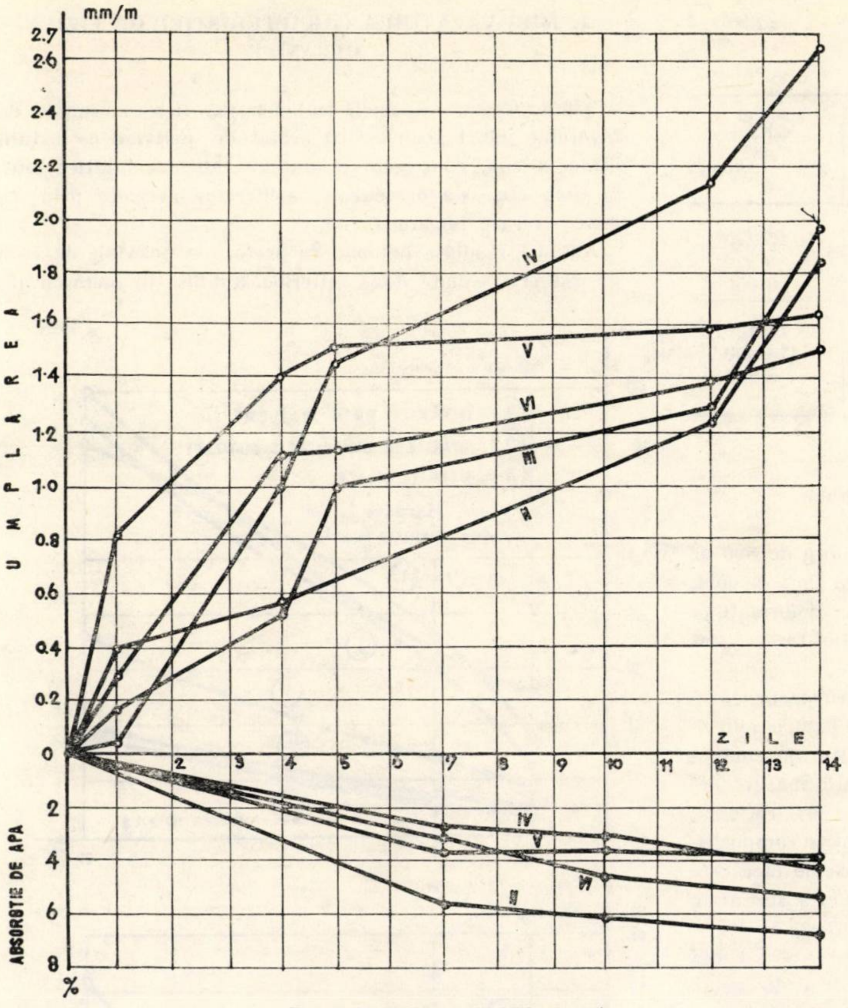


Fig. 4. Umflarea şi absorbţia de apă

ţii, rezultatele după 14 zile sînt neconcludente, datorită fisurării care a influenţat concomitent umflarea şi absorbţia de apă.

Luînd ca indice de comparaţie valorile umflării, la 14 zile se constată că probele de compoziţia V şi VI au cele mai mici valori, fapt explicabil şi de raportul ciment : agregat de asemenea redus. A rezultat că o dată cu creşterea cantităţii de acetat de polivinil umflarea creşte. Astfel, pentru probele de compoziţia III, la care cantitatea de acetat de polivinil este de 10% faţă de totalul amestecului, umflarea este de 2 mm/m, în timp ce la probele de compoziţia IV, la care conţinutul de acetat de polivinil este de 15%, atinge valoarea de 2,6 mm/m. Păstrînd constant conţinutul de acetat de polivinil, se observă că umflarea e mai mică la probele cu dozaj redus de ciment (compoziţia III şi VI).

În ceea ce priveşte absorbţia de apă, măsurătorile nu confirmă rezultatele din literatură [1] după care absorbţia de apă scade proporţional cu creşterea cantităţii de acetat de polivinil. Fenomenele sînt mai complexe, întrucît la probele cu conţinut ridicat de acetat de polivinil din cauza umflării mari se produc microfisuri care determină creşterea absorbţiei de apă. Acest fenomen anulează efectul de autocompactizare produs de umflarea iniţială a betoanelor cu acetat de polivinil.

Este de presupus că acest tip de betoane fisurează la o anumită valoare a umflării, care bineînţeles se atinge la diferite vîrste în funcţie de cantitatea de adaos.

Pe proprietatea de a se umfla în apă a acestor betoane se bazează utilizarea adaosului de acetat de polivinil pentru micşorarea permeabilităţii şi capacităţii de absorbţie, în scopul reducerii proceselor din coroziune etc.

Din analiza rezultatelor se observă că unele compoziţii se degradează în apă datorită umflării peste limita care asigură coeziunea materialului. Pentru evitarea acestei deficienţe este necesară reducerea cantităţii de acetat de polivinil, respectiv mărirea raportului agregat : ciment (vezi compoziţiile V şi VI), întrucît efectul acetatului de polivinil şi al cimentului este cumulativ.

3.4. **Deformaţiile elastice-plastice** au fost determinate la vîrsta de 40 de zile pe probe de compoziţia III şi V, supuse la un efort de compresiune (σ) echivalent cu 0,15, 0,30 şi 0,50 din R_c la vîrsta încărcării. Valorile modulilor de elasticitate în funcţie de compoziţie şi treapta de încărcare sînt redate în tabela 5. Pentru probe de compoziţia III au fost studiaţi, cu metoda ultrasonică de impuls, şi modulii de elasticitate dinamici pe probe iradiate cu raze infraroşii. Criteriile de tratare cu raze infraroşii sînt indicate la punctul 4. Calculul modulilor s-a făcut cu formula :

$$E_{\text{din}} = V^2 \gamma_a \frac{(1+\mu)\,(1-2\mu)}{(1-\mu)}$$

în care

E_{din} este modulul de elasticitate dinamic, kgf/cm^2 ;

V — viteza ultrasonică, km/s ;

γ_a — greutatea specifică aparentă, kg/m^2 ;

μ — coeficientul lui Poisson $\left(\mu = \dfrac{\varepsilon l}{\varepsilon 1}\right)$.

Modulul de elasticitate dinamic are valori de aproximativ 38 000 – 40 000 kgf/cm^2.

Din datele obţinute rezultă :

— Modulii de elasticitate ai betoanelor cu acetat de polivinil au valori mai reduse decît betoanele obişnuite, din cauza adaosului, care fiind plastic măreşte componenta plastică de deformare.

— Nu există proporţionalitate între $\sigma - \varepsilon$ nici pînă la treapta de încărcare $\sigma/R_c = 0{,}3$; deformaţiile cresc mai accentuat cu creşterea efortului, fapt ce determină ca modulii de elasticitate să scadă cu creşterea treptei de încărcare. Caracterul elastic plastic al betoanelor cu acetat de polivinil este mai pronunţat ca al betoanelor obişnuite.

Prin iradierea cu raze infraroşii se obţine o rigidizare suplimentară a structurii, deci implicit se obţin moduli de elasticitate mai mari cu aproximativ 100%, ceea ce în fond este echivalent cu reducerea deformaţiilor într-o măsură identică.

Fig. 5. Deformaţiile sub sarcină de durată

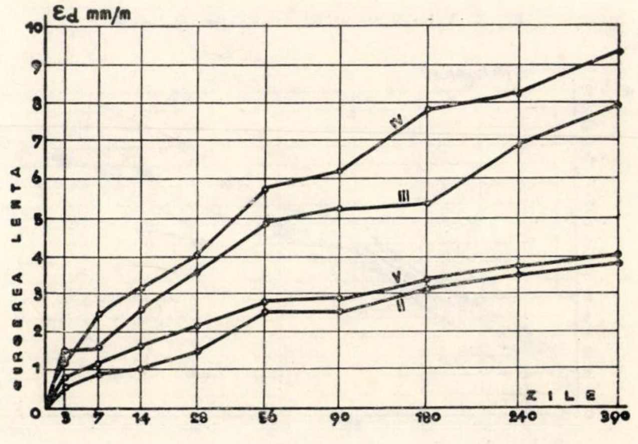


Tabela 5

Modulii de elasticitate

Compoziția	R_c (kgf/cm²)	Efortul de încărcare σ (kgf/cm²)	Treapta de încărcare σ/R_c	Modulul de elasticitate $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$ (kgf/cm²)
III	135	20,25	0,15	15 275
		40,50	0,30	8 320
		67,50	0,50	8 050
V	170	25,50	0,15	15 150
		51,00	0,30	14 600
		85,00	0,50	8 225

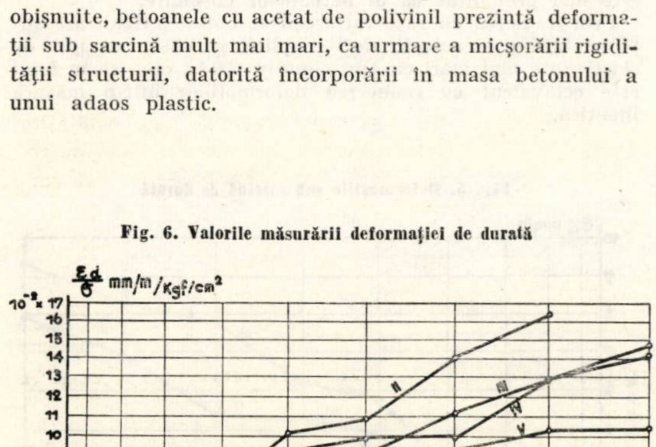
3.5. Deformații sub sarcina de durată

Deformațiile sub sarcină au fost studiate timp de 390 de zile pe probe încărcate la vîrsta de 50 zile la un efort de compresiune $\sigma = 0{,}2\ R_c$ la acea vîrstă. Valorile deformațiilor sub sarcina de durată, calculate pe baza măsurătorilor, sînt redate în figura 5.

Întrucît curgerea lentă și contracția sînt fenomene covariante, valorile lor sînt cuprinse cumulativ. Pentru aprecierea deformabilității acestor betoane în funcție de compoziție, trebuie luată drept criteriu de comparație măsura deformației de durată ($\varepsilon d/\sigma$). Acest criteriu este mai rațional, deoarece R_c variază neuniform în timp pentru compozițiile studiate, modificînd de fapt raportul inițial de încărcare (σ/R_c). Valorile măsurării deformației de durată sînt date în figura 6.

Se constată că probele de compoziția II prezintă cea mai mare deformabilitate din cauza conținutului ridicat de acetat de polivinil, ce revine la cantitatea totală de amestecuri, și a raportului mare ciment : agregat. Păstrînd constant raportul ciment : agregat, deformațiile sub sarcină cresc cu creșterea conținutului de acetat de polivinil (compoziția III și IV). Concomitent cu reducerea cantității de acetat de polivinil și a raportului ciment : agregat scad și deformațiile de durată (compozițiile III și V). În comparație cu betoanele obișnuite, betoanele cu acetat de polivinil prezintă deformații sub sarcină mult mai mari, ca urmare a micșorării rigidității structurii, datorită încorporării în masa betonului a unui adaos plastic.

Fig. 6. Valorile măsurării deformației de durată



4. ÎMBUNĂTĂȚIREA CARACTERISTICILOR FIZICO-MECANICE

Ținînd seamă de unele caracteristici fizico-mecanice defavorabile ale betoanelor cu acetat de polivinil ca instabilitate la apă, contracție și umflare ridicată, întărire lentă în timp etc., s-a preconizat ameliorarea acestora prin iradiere cu raze infraroșii.

Au fost studiate betoane cu acetat de polivinil de compoziția III iradiate după criteriile stabilite în lucrarea [3].

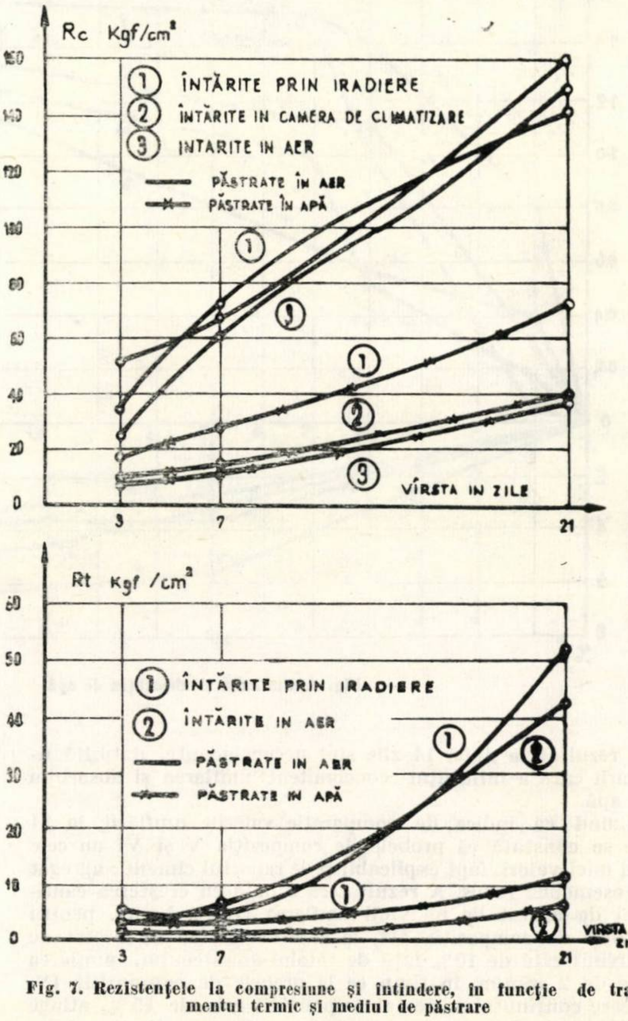


Fig. 7. Rezistențele la compresiune și întindere, în funcție de tratamentul termic și mediul de păstrare

Rezultatele privind evoluția lui R_c și R_t, în funcție de tratamentul termic în camera de climatizare, și iradierea cu raze infraroșii, în comparație cu întărirea normală, sînt date în figura 7.

Se constată că iradierea cu raze infraroșii determină o accelerare a hidratării și întăririi acestor betoane care se concretizează prin sporuri de rezistență la compresiune de 41,5% și 16,2%, la vîrstele de 3 și 7 zile.

Se observă totodată că, în raport cu întărirea normală, iradierea cu raze infraroșii ameliorează stabilitatea la apă, care la trei zile asigură o creștere de rezistență de 33%, iar la șapte și 28 zile de 66%. De asemenea, se îmbunătățesc valorile coeficienților de înmuiere, care sînt de 28% pentru probele neiradiate și de 41% pentru probele iradiate. Îmbunătățirea stabilității la apă și reducerea contracțiilor și a umflării prin iradiere cu raze infraroșii se datoresc îmbătrînirii artificiale a structurii sistemului ciment-acetat de polivinil-apă care devine astfel mult mai rigidă şi se insensibilizează la variaţiile de umiditate.

Pe probe iradiate comparativ cu probe martor au fost urmărite contracţia şi umflarea (fig. 8).

Se constată că iradierea în raport cu întărirea normală determină o reducere importantă a contracţiei şi umflării, care la 21 de zile este de 48 %, respectiv de 80 %.

Pentru a pune în evidenţă efectul exclusiv al temperaturii, diferenţiat de efectul radiaţiilor infraroşii, o parte din probe au fost păstrate patru ore în camera de climatizare la un regim de 70°C.

Rezultatele comparative sînt date în figura 7, de unde se deduce că, în afară de temperatură, radiaţiile infraroşii au un rol important asupra modificării structurii sistemului ciment-acetat de polivinil, întrucît determină obţinerea unor caracteristici superioare faţă de tratamentul termic în camera de climatizare.

În practică se poate aplica iradierea cu raze infraroşii a betoanelor cu acetat de polivinil, mai ales pentru elementele care necesită o întărire rapidă, contracţii mici, stabilitate mărită la apă etc.

5. CONCLUZII

Din studiul compoziţiilor experimentate rezultă următoarele concluzii :

— Caracteristicile fizico-mecanice ale betoanelor cu adaos de acetat de polivinil depind de raporturile între componenţii ciment-agregat-acetat de polivinil.

— Cu mărirea cantităţii de adaos scade rezistenţa la compresiune (R_c). Diferenţa de rezistenţă la compresiune la probele cu şi fără adaos tinde însă să se micşoreze în timp.

— Rezistenţa la întindere axială (R_t) şi întindere din încovoiere (R_{ti}) creşte cu cantitatea de acetat de polivinil. Sporurile de rezistenţă sînt mai mari la vîrste tinere şi prezintă tendinţa de amortizare în timp. Influenţa acetatului de polivinil este mai evidentă în cazul lui R_t decît al lui R_{ti}, fapt ce determină ca raportul R_{ti}/R_t să fie mai mic decît la betoanele fără adaos.

— Rezistenţele mecanice la probele păstrate în apă scad ; scăderile sînt cu atît mai mari cu cît cantitatea de acetat de polivinil este mai mare.

— Contracţiile, umflarea şi absorbţia de apă cresc cu mărirea raportului a. p. v./c şi cu creşterea raportului ciment : agregat, întrucît efectul acetatului de polivinil şi al cimentului este cumulativ.

— Deformaţiile la sarcină de scurtă şi lungă durată la betoanele cu acetat de polivinil sînt mai mari decît la cele obişnuite. Păstrînd constant raportul ciment : agregat, deformaţiile cresc cu mărirea raportului a. p. v./c. Limita de proporţionalitate între σ - ε este mai redusă, fapt ce determină o scădere accentuată a modulului de elasticitate cu treapta de încărcare.

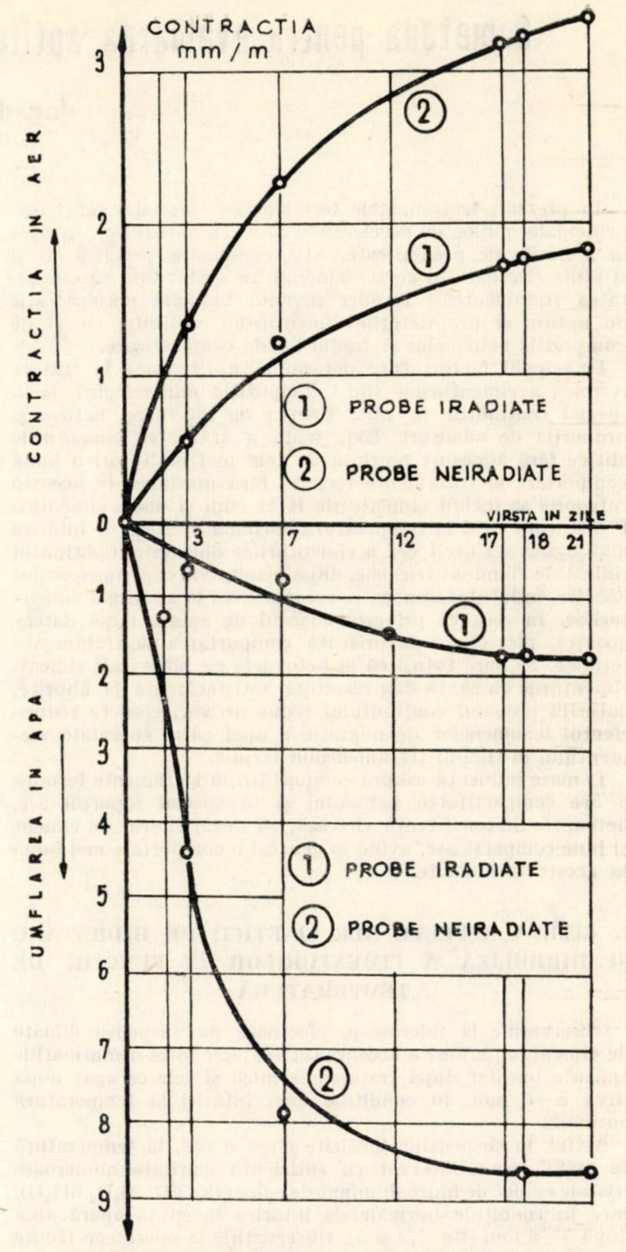


Fig. 8. Contracţia şi umflarea la probele iradiate şi neiradiate

— Iradierea cu raze infraroşii determină o îmbunătăţire a caracteristicilor fizico-mecanice cum sînt sporurile de rezistenţă, reducerile contracţiei şi ale deformaţiilor sub sarcină, mărirea stabilităţii la apă etc.

Bibliografie

[1] Cerkinski S. : *Betonul de ciment cu polimeri*. Editura Tehnică, 1962.
[2] Ionescu I. şi Enculescu M.: *Întrebuinţarea maselor plastice pentru impermeabilizarea şi protecţia anticorosivă a construcţiilor hidrotehnice*. Institutul de studii şi cercetări hidroenergetice, Bucureşti, 1964.
[3] Voina N. I. şi Schiler E.: *Studii privind îmbunătăţirea betoanelor cu acetat de polivinil prin iradiere cu raze infraroşii*. Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, nr. 10/1965.
[4] Andrieş S.: *Les bétons de résine* RILEM nr. 28/1965.
[5] Brocard M.: *Etude de l'incorporation d'emulsion de résines synteliques dans les mortiers et béton*, Paris, A.I.T.B.T.P. nr. 156/1960.
[6] Andrieş S.: *Folosirea adaosurilor de polimeri pentru îmbunătăţirea caracteristicilor fizico-mecanice ale mortarelor şi betoanelor*. Referat INCERC, 1962.

O metodă pentru evaluarea aptitudinii betoanelor la tratarea termică

Ing. N. Mihail
INCERC

În prezent, tratamentele termice fără presiune constituie principalul mijloc de accelerare a întăririi betoanelor, utilizat în fabricile de prefabricate. Atît experienţa practică cît şi studiile efectuate în acest domeniu au arătat însă că eficacitatea tratamentelor termice depinde în mare măsură, atît de natura şi proprietăţile cimenturilor utilizate, cît şi de compoziţia betoanelor şi gradul lor de compactizare.

Principalii factori care determină aptitudinea la tratare termică a cimenturilor sînt : compoziţia mineralogică, şi în special conţinutul în alit, fineţea de măcinare, natura şi proporţia de adaosuri. Experienţa a arătat că cimenturile alitice fără adaosuri prezintă de cele mai multe ori o bună comportare la tratamente termice fără presiune. În această categorie se includ cimenturile RIM cum şi unele cimenturi P 500, care au şi la temperatura normală o viteză de întărire mai accelerată decît cea a cimenturilor obişnuite. Conţinutul ridicat de aluminat tricalcic, după rezultatele experimentărilor noastre, influenţează negativ comportarea la aburire a cimenturilor. În ceea ce priveşte adaosul de zgură, după datele noastre, nici el nu favorizează comportarea la tratamente termice. Se pare totuşi că la betoanele cu raport a/c ridicat, cimenturile cu zgură dau rezultate satisfăcătoare la aburire, datorită probabil conţinutului redus de var, ceea ce reduce efectul fenomenelor de migraţie a apei către suprafaţa elementului în timpul tratamentului termic.

O mare influenţă asupra comportării la tratamente termice o are compactitatea betonului şi în special raportul a/c, betoanele de consistenţă vîrtoasă, cu dozaj ridicat de ciment şi bine compactizate, avînd în general o comportare mai bună la aceste tratamente.

1. CÎTEVA ASPECTE ALE CINETICII DE HIDRATARE ŞI HIDROLIZĂ A CIMENTURILOR ÎN FUNCŢIE DE TEMPERATURĂ

Observaţiile la microscop, efectuate pe suspensii diluate de ciment, au arătat o accentuată analogie între neoformaţiile apărute imediat după tratarea termică şi cele ce apar după circa 5—6 luni, în condiţiile unei întăriri la temperatură normală.

Astfel, în suspensiile încălzite circa o oră, la temperatură de 100°C, s-au observat cu suficientă claritate numeroase cristale cubice de hidroaluminat de calciu ($3\,CaO.\,Al_2O_3.6H_2O$), care în condiţiile normale de întărire încep să apară abia după 5—6 luni (fig. 1,2 şi 3). Observaţiile la microscop făcute pe aceleaşi paste au arătat că, în condiţiile normale de întărire, se formează la început hidroaluminaţi hexagonali, care ulterior evoluează trecînd în hidroaluminaţi cubici. În ceea ce priveşte silicaţii, observaţiile noastre la microscop nu au permis să se pună în evidenţă deosebiri nete în funcţie de temperatura mediului. La suspensiile încălzite s-a observat totuşi o viteză mult mai mare de formare a gelurilor de hidrosilicaţi. Se pare deci că tratamentele termice nu modifică esenţial chimismul hidratării componenţilor mineralogici ai cimentului, însă accelerează în mare măsură viteza de hidratare, inclusiv evoluţia structurii neoformaţiilor hidratate.

Este bine cunoscut însă faptul că betoanele care au fost supuse tratamentelor termice uzuale ating ulterior un nivel de rezistenţă inferior celui atins de betoanele care s-au întărit în condiţii normale de temperatură. Apreciem că printre principalele cauze ale acestui fenomen sînt următoarele :

— hidratarea cimentului la temperaturi ridicate se face mai puţin integral decît la temperaturi normale ;

— structura neoformaţiilor hidratate care, datorită atît vitezei mari de formare, cît şi migraţiei mai accentuate a apei provocate de temperatura ridicată, prezintă desigur numeroase diferenţe dezavantajoase, faţă de structura ce se realizează la o hidratare în condiţii normale de temperatură ;

— aderenţa pietrei de ciment la suprafaţa granulelor de agregat, care este redusă în cazul tratamentelor termice ;

— efectele contracţiei şi dilatării termice diferenţiale.

Să examinăm succint aceste cauze :

În ceea ce priveşte influenţa temperaturii asupra profunzimii de hidratare, experienţa a arătat că betoanele turnate la temperaturi pozitive joase ating în timp rezistenţe mecanice superioare celor realizate în cazul betonărilor la temperaturi normale. În acelaşi timp, betoanele tratate termic ating, cum s-a mai arătat, un nivel de rezistenţă cu circa 15—20% mai redus decît al celor ce se întăresc la temperaturi normale. Observaţiile la microscop, efectuate pe suspensii de ciment conservate la temperaturi scăzute, au arătat un grad mare de dispersare a microgranulelor de ciment, efect asemănător cu cel provocat de aditivii dispersanţi. Acest aspect se arată schematic în figura 4 şi-l atribuim atît fenomenelor de adsorbţie a apei, care sînt mai puternice la temperaturi joase, cît şi vitezei reduse de hidratare a compuşilor mineralogici ai cimentului, fapt care creează condiţii mai favorabile pentru pătrunderea apei în profunzimea granulelor de ciment.

Urmărind în continuare la microscop evoluţia acestor suspensii, s-au observat următoarele : după scoaterea lor din mediul cu temperaturi scăzute, neoformaţiile hexagonale şi prismatice (hidroxid de calciu şi aluminaţii de calciu) au început să se dezvolte deosebit de rapid, luînd forme foarte regulate şi de dimensiuni mari.

Desigur că în condiţiile tratamentelor termice, fenomenele de adsorbţie sînt şi mai lente, ceea ce poate constitui una dintre cauzele rezistenţelor mecanice finale mai mici. De asemenea, apariţia rapidă a formaţiilor cubice de hidroaluminaţi, aglomerate la periferia granulelor de ciment, creează desigur o barieră împotriva pătrunderii apei.

Fig. 1. Suspensie de ciment încălzit la 100°C (la o oră de la încălzire)

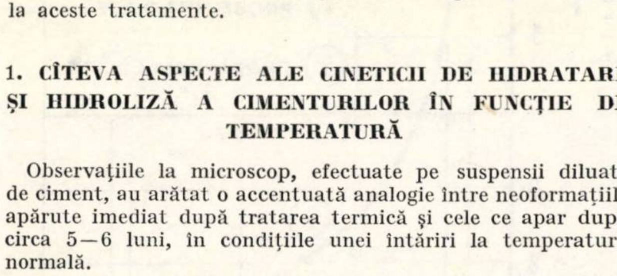
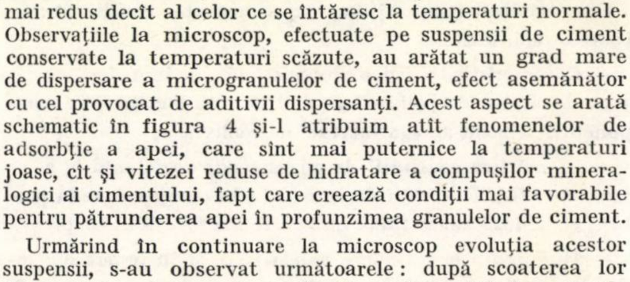


Fig. 2. Suspensie de ciment păstrată la temperatură normală (la o lună)



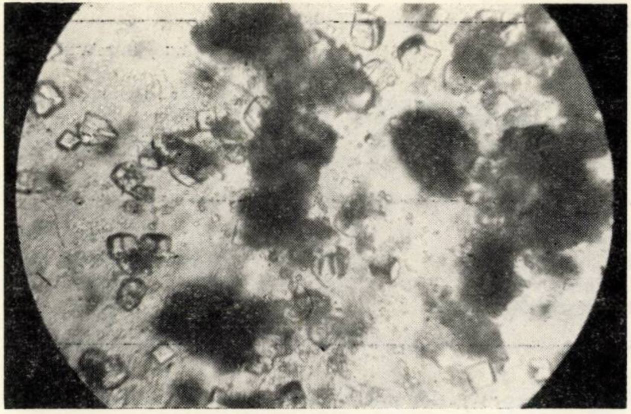


Fig. 3. Suspensie de ciment păstrată la temperatura normală (la 5 luni)

În ceea ce priveşte aranjamentul neoformaţiilor hidratate, în cazul tratamentelor termice, acestea suferă modificări importante, datorită vitezei mari de migraţie a apei, care antrenează cu sine, către suprafaţa elementului de beton, diverşi compuşi cu solubilitate mai ridicată. Această ipoteză este confirmată, după părerea noastră, de creşterea permeabilităţii la apă sub presiune a betoanelor tratate termic.

Aderenţa pietrei de ciment la suprafaţa granulelor de agregat suferă şi ea modificări în cazul tratamentelor termice, datorită, de asemenea, migraţiei accelerate a apei. Fenomenele care se petrec în acest caz sînt probabil cele arătate schematic în figura 5. Apa care tinde să migreze către suprafaţa elementului de beton parcurge următoarea cale : pasta de ciment — agregat — suprafaţa elementului. În acest flux, antrenează componenţii mai solubili (hidroxid de calciu şi aluminaţi), slăbind aderenţa la suprafaţa granulelor. Menţionăm lucrările lui Farran [1], care au condus la concluzia că, în cazul unei hidratări normale a betonului, la interfaţa piatră de ciment — agregat se aglomerează compuşi cu solubilitate mai ridicată (hidroxid de calciu, hidroaluminaţi etc.), care îmbunătăţesc aderenţa dintre piatra de ciment şi agregat.

Apreciem că buna comportare a betoanelor cu agregate poroase la tratamente termice se datoreşte modificărilor acestui flux al fazei lichide (schiţat în fig. 5) datorită porozităţii agregatelor (fig. 6). În acest caz, apa migrează în porii deschişi ai agregatului şi în consecinţă compuşii cu solubilitate mai ridicată pătrund în aceşti pori, unde cristalizează asigurînd o aderenţă mai bună cu piatra de ciment. Menţionăm că în unele ţări se aplică cu succes, în cazul elementelor de beton cu agregate uşoare, tratamente termice care nu dau rezultate bune în cazul betoanelor cu agregate grele (ex. radiaţii infraroşii).

În legătură cu efectele acestei acţiuni de migraţie a apei, care antrenează cu sine o parte din componenţii mai solubili ai cimentului, se menţionează şi unele aspecte, observate în cursul studierii comportării diverselor betoane la acţiunea tratamentelor termice clasice. Astfel, în cadrul acestor studii s-a constatat că aptitudinea la aburire a betoanelor confecţionate cu cimenturi alitice fără adaosuri (RIM, P 500) descreşte în măsură mult mai mare, o dată cu creşterea raportului a/c, decît a celor confecţionate cu cimenturi cu proporţii mari de zgură (M 400). Atribuim acest fenomen conţinutului ridicat de Ca $(OH)_2$, pus în libertate la hidratarea cimenturilor alitice fără adaosuri, care datorită solubilităţii sale este antrenat mai uşor către suprafaţa elementului respectiv de beton, atunci cînd conţinutul de apă de amestecare este mare.

Cele menţionate arată că numărul factorilor care condiţionează o bună comportare a betoanelor la tratamente termice este destul de mare. De aici se conturează necesitatea elaborării unei metode practice care să permită, în timp util, să se evalueze aptitudinea la aceste tratamente a cimenturilor şi a betoanelor. Cercetările efectuate în această direcţie de către un colectiv de cercetători din cadrul INCERC au condus la o serie de considerente pe baza cărora s-a elaborat o metodă în acest sens. În cele ce urmează se arată pe scurt aceste cercetări şi valorificarea lor.

2. CERCETĂRI ÎN VEDEREA ELABORĂRII UNEI METODE DE EVALUARE A COMPORTĂRII LA TRATAMENTE TERMICE A CIMENTURILOR ŞI BETOANELOR

Aceste cercetări s-au făcut atît pe paste de ciment de consistenţă normală, cît şi pe betoane cu diverse dozaje şi rapoarte a/c.

a) **Încercări pe pastă de consistenţă normală.** Din loturi diferite de ciment, s-au confecţionat paste de consistenţă normală din care s-au turnat cilindri cu ∅ 3 cm şi h 3 cm. O parte din aceste epruvete a fost lăsată să se întărească în condiţii normale de temperatură, iar altă parte a fost supusă imediat după confecţionare unui tratament termic la 100°C, după următorul regim : 1/4 oră pregătirea epruvetelor, 3 ore tratare la 100°C în apă şi 3/4 oră răcire şi decofrare. Tiparele folosite au fost cilindri de oţel, etanşeizaţi cu garnituri de cauciuc (fig. 7).

S-a determinat rezistenţa la întindere indirectă, prin solicitări pe diagonală (metoda braziliană) la 4 ore, pentru epruvetele tratate termic, şi la 28 zile pentru cele întărite în regim normal, folosindu-se următoarea formulă de calcul :

$$\sigma_i = \frac{2}{\pi} \frac{P}{\varnothing h} .$$

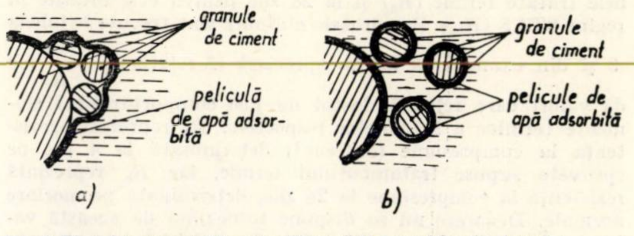


Fig. 4. Efectul temperaturii asupra dispersării granulelor de ciment :
a) temperatură normală
b) temperatură scăzută

Rezultatele obţinute sînt prezentate în tabela 1. Din interpretarea lor rezultă că pe această cale se pot obţine repede (în circa 4 ore) indicaţii cu privire la aptitudinea la tratare termică a cimenturilor luate ca atare. Comparînd cifrele din coloanele 6 şi 7 ale tabelei 1 rezultă că valorile coeficienţilor k_1 şi k_2, obţinuţi cu relaţiile de mai jos, sînt comparabile, mai ales dacă se ţine seamă de limitele din tabela 2 :

$$k_1 = \frac{\sigma_{i_4}}{R_c} \text{ a/c}$$

$$k_2 = 0{,}4 \frac{\sigma_{i_4}}{\sigma_{i_{28}}} ,$$

unde

σ_{i_4} este rezistenţa la întindere indirectă la 4 ore (pe probe tratate termic) ;
$\sigma_{i_{28}}$ — rezistenţa la întindere indirectă la 28 zile (pe probe întărite normal) ;
R_c — marca cimentului (determinată la 28 zile pe mortare normale). În calcul s-a luat $R_c = 500$ pentru cimenturi RIM şi $R_c = 400$ pentru cimenturi Pz 400 ;
0,4 — un coeficient de reducere.

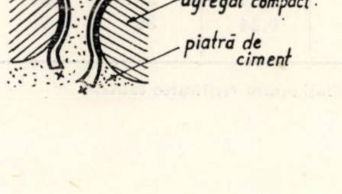


Fig. 5. Migraţia apei în betonul greu

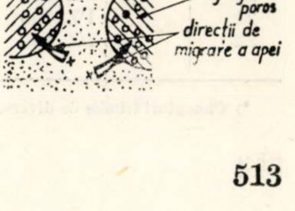


Fig. 6. Migraţia apei în betonul uşor

Examinînd coloanele 8 și 9 din tabela 1, se vede că aptitudinea la tratare termică apreciată cu ajutorul coeficientului k_1 este asemănătoare cu cea evaluată cu ajutorul coeficientului k_2.

S-a menționat mai înainte că un factor de seamă, care determină comportarea la tratamente termice a betoanelor, este raportul a/c. Deoarece în încercările pe pastă de consistență normală se ține prea puțin seamă de acest factor (variațiile fiind în limitele 0,24. . . 0,28), s-a trecut în continuare la o serie de încercări pe betoane confecționate cu diverse cimenturi și compoziții.

b) Încercări pe betoane

Folosind mai multe loturi de ciment, s-au confecționat diverse amestecuri de beton cu dozaje cuprinse între 200 și 600 kg ciment/m^3 și rapoarte a/c care au variat între 0,35 și 1,03. Din aceste amestecuri s-au confecționat epruvete cilindrice cu ∅ 113 mm și h 100 mm. O parte din ele a fost lăsată să se întărească în regim STAS (7 zile mediu umed și 21 zile mediu uscat), iar altă parte a fost supusă unui tratament termic în tipare etanșe, analog cu cel folosit în cursul încercărilor pe pasta de consistență normală. În figura 8 se arată alcătuirea tiparelor etanșe folosite.

S-au făcut încercări la compresiune, la 4 ore pentru probele tratate termic (R_4) și la 28 zile pentru cele întărite în regim STAS (R_{28}). Rezultatele obținute sînt trecute în tabela 3 și din examinarea lor se apreciază că relația $k_1 = \frac{R_4}{R_c}$ a/c dă valori care reflectă destul de just comportarea la tratamente termice a betoanelor respective. R_4 reprezintă rezistența la compresiune (kgf/cm^2) determinată la 4 ore pe epruvete supuse tratamentului termic, iar R_c reprezintă rezistența la compresiune la 28 zile, determinată pe mortare normale. Deoarece nu se dispune totdeauna de această valoare determinată experimental, în calculele menționate s-a luat : $R_c = 500$ pentru cimenturi RIM și PZ500 și $R_c = 400$ pentru cimenturile PZ 400.

De fapt această relație este o simplificare a raportului dintre R_4 (rezistența la compresiune la 4 ore obținută la încercarea epruvetelor tratate termic) și rezistența la compresiune calculată cu relația Bolomey-Scramtaev

$$R_b = AR_c\left(\frac{c}{a} - 0,5\right),$$

cu eliminarea coeficienților.

În tabela 4 se dau valorile lui k_1, pentru diverse categorii de cimenturi, din punct de vedere al comportării la tratamente termice.

În coloanele 8 și 9 din tabela 3 se arată aptitudinea la tratare termică a amestecurilor studiate, evaluate atît cu ajutorul relației $k_1 = \frac{R_4}{R_c}$ a/c, cît și cu relația $k_2 = 0,4\,\frac{R_4}{R_{28}}$ (R_{28} reprezentînd rezistența la compresiune la 28 zile, în condiții normale de temperatură, determinată experimental, iar 0,4 un coeficient de reducere).

Notă : Existența unei metode rapide de determinare a aptitudinii la tratare termică a betonului deschide posibilitatea evaluării mărcii sale pe baza unei încercări la 4 ore de la confecționarea amestecului respectiv. INCERC a și elaborat o metodă în acest sens care va fi publicată ulterior.

Tabela 2

Aptitudinea la tratare termică (categorii)	Valorile obținute cu relațiile : $k_1 = \frac{\sigma_{i_4}}{R_c}$ a/c sau $k_2 = 0,4\,\frac{\sigma_{i_4}}{\sigma_{i_{28}}}$
A (bună)	> 0,230
B (satisfăcătoare)	0,200 ... 0,230
C (mediocră)	0,160 ... 0,199
D (nesatisfăcătoare)	< 0,160

Tabela 1

Încercări pe pastă de consistență normală

Nr. crt.	Cimentul	a/c	σ_i (kgf/cm^2)		$k_1 = \frac{\sigma_{i_4}}{R_c}$ a/c	$k_2 = 0,4\frac{\sigma_{i_4}}{\sigma_{i_{28}}}$	Categoria după	
			σ_{i_4}	$\sigma_{i_{28}}$			k_1	k_2
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	RIM 200	0,28	43	60	0,235	0,284	A	A
2	RIM 300	0,24	50	62	0,240	0,320	A	A
3	RIM 200	0,24	55	71	0,264	0,308	A	A
4	RIM 200	0,24	54	77	0,259	0,280	A	A
5	RIM 200	0,24	58	100	0,278	0,232	A	A
6	RIM 200*)	0,25	29	84	0,145	0,146	D	D
7	RIM 200	0,26	61	99	0,317	0,248	A	A
8	RIM 200*)	0,27	37	88	0,199	0,168	C	C
9	RIM 200	0,26	41	75	0,213	0,216	B	B
10	RIM 200*)	0,27	36	75	0,194	0,192	C	C
11	RIM 200*)	0,25	32	72	0,160	0,176	C	C
12	RIM 200	0,25	51	89	0,300	0,230	A	A
13	RIM 200	0,25	53	80	0,265	0,264	A	A
14	RIM 200*)	0,27	36	85	0,194	0,168	C	C
15	RIM 200	0,26	50	92	0,260	0,216	A	B
16	PZ 400	0,27	31	56	0,208	0,220	B	B
17	PZ 400	0,26	32	68	0,208	0,204	B	B
18	PZ 400	0,25	24	77	0,150	0,124	D	D
19	PZ 400	0,24	51	75	0,304	0,272	A	A
20	PZ 400	0,28	25	72	0,171	0,136	C	D
21	PZ 400	0,24	38	81	0,228	0,188	B	C
22	PZ 400	0,24	59	73	0,352	0,264	A	A

*) Cimenturi trimise de diverse unități pentru verificarea calității

Tabela 3

Încercări pe betoane

Nr. crt.	Tipul de ciment	a/c	R_4 (kgf/cm²)	R_{28} (kgf/cm²)	$k_1 = \frac{R_4}{R_c}$ a/c	$k_2 = 0{,}4\frac{R_4}{R_{28}}$	Aptitudinea la tratare termică după k_1	Aptitudinea la tratare termică după k_2
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	RIM (1)	0,35	407	567	0,284	0,286	A	A
2		0,38	374	557	0,285	0,268	A	A
3		0,41	320	530	0,262	0,242	A	B
4		0,46	318	482	0,290	0,264	A	A
5		0,51	235	411	0,240	0,228	A	A
6		0,62	173	331	0,215	0,197	A	B
7	RIM (2)	0,34	430	560	0,292	0,306	A	A
8		0,45	337	505	0,300	0,265	A	A
9		0,56	191	374	0,213	0,204	A	A
10	RIM (3)	0,35	395	576	0,279	0,274	B	B
11		0,43	257	462	0,221	0,222	B	B
12		0,50	214	394	0,214	0,218	B	B
13		0,52	175	376	0,182	0,186	B	B
14	P 400 (1)	0,35	316	475	0,279	0,266	B	B
15		0,48	176	350	0,211	0,302	B	B
16		1,03	59	147	0,154	0,164	B	B
17	BSS	0,35	354	590	0,275	0,245	B	B
18		0,46	312	516	0,318	0,242	A	B
19		0,57	214	408	0,270	0,210	A	A
20	P 500	0,35	472	584	0,330	0,324	A	A
21		0,44	308	510	0,271	0,242	A	B
22		0,55	236	422	0,259	0,224	A	A
23	PZ 500 (1)	0,35	356	551	0,250	0,256	B	B
24		0,37	343	527	0,254	0,251	B	B
25		0,40	260	513	0,208	0,202	C	C
26		0,44	229	470	0,200	0,193	B	C
27		0,49	201	429	0,196	0,188	C	C
28		0,54	167	373	0,181	0,178	B	B
29	PZ 500 (2)	0,40	270	459	0,216	0,216	B	B
30		0,45	230	437	0,207	0,206	B	B
31		0,65	107	274	0,139	0,158	C	B
32	PZ 500 (3)	0,48	186	416	0,177	0,188	C	C
33		0,60	90	227	0,108	0,139	C	C
34	Pz 400 (1)	0,35	310	557	0,272	0,223	B	C
35		0,38	240	462	0,228	0,206	C	C
36		0,44	225	416	0,248	0,216	B	C
37		0,46	185	377	0,213	0,197	B	C
38		0,49	180	375	0,221	0,192	B	C
39		0,59	133	278	0,195	0,192	B	B

Tabela 4

Aptitudinea la tratare termică		Valoarea coeficientului k_1 pentru raport a/c de:		
Categoria	Calificativ	$\leqslant 0{,}4$	0,41 – 0,50	> 0,50
A	bună	⩾0,280	⩾0,250	⩾0,200
B	satisfăcătoare	0,245 – 0,279	0,200 – 0,249	0,150 – 0,199
C	mediocră	0,200 – 0,244	0,150 – 0,199	0,100 0,149
D	nesatisfăcătoare	<0,200	<0,150	<0,100

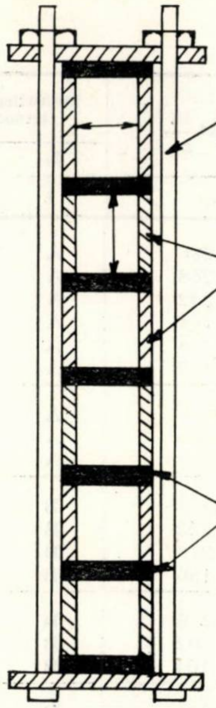


Fig. 7. Tipare cilindrice etanșe (pentru paste de ciment)

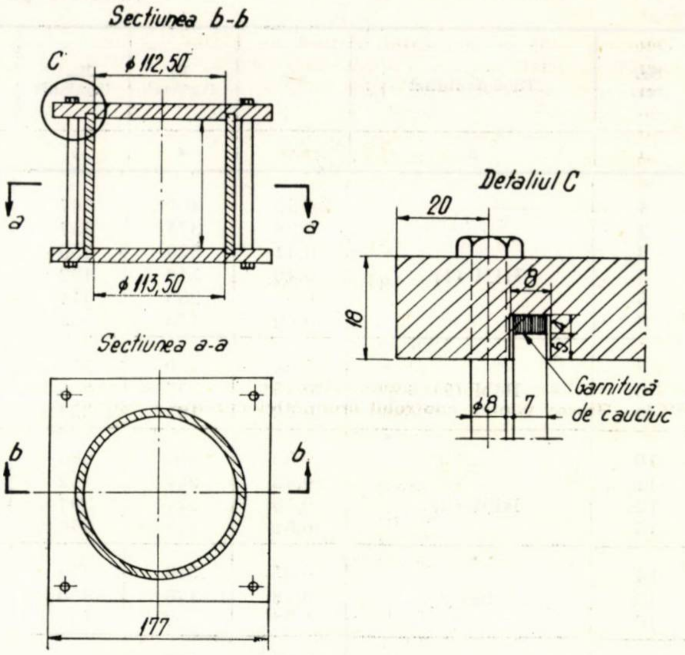


Fig. 8. Tipar cilindric etanș (pentru betoane)

3. CÎTEVA INDICAȚII ASUPRA MODULUI DE EFECTUARE A ÎNCERCĂRII ÎN VEDEREA EVALUĂRII APTITUDINII LA TRATAMENTE TERMICE A BETOANELOR

Betonul se compactizează în tipare (fig. 8), de dorit prin vibrare, avînd grijă ca între capac și suprafața betonului să nu rămînă spații libere.

Garniturile de cauciuc ale tiparului trebuie să fie în bună stare, iar strîngerea buloanelor să se facă corect.

Tratarea termică se poate face fie în apă (în prealabil încălzită la 100°C), fie într-o etuvă cu abur.

Se va avea grijă ca timp de 3 ore temperatura mediului să nu depășească intervalul 97 . . .100°C.

După trecerea acestui timp, epruvetele se scot din mediul cald și se lasă să se răcească timp de 1/2 oră, după care se face decofrarea și încercarea.

Dacă la locul în care se efectuează această operație nu se dispune de o presă de încercare, epruvetele pot fi trimise la un laborator din apropiere. În acest caz se vor respecta următoarele indicații :

— păstrarea epruvetelor pînă la încercare se face în pungi de polietilenă bine închise;

— încercarea se face la 24 ore (R_{24}) de la decofrare și în acest caz R_4 se calculează cu relația :

$$R_4 = 0{,}8\ \mathrm{R}_{24}.$$

Cercetările menționate în acest articol au fost făcute în colaborare cu ing. V. Moldovan (studii la microscop) și cu ing. M. Teodorescu și tehn. M. Bujor (încercări pe paste de ciment și pe betoane).

Bibliografie

[1] Farran J. : *Contribution minéralogique à l'étude de l'adherence entre les constituants hydratés des ciments et matériaux enrobes.* Rev. des materiaux de Constr. nr. 490—492 din 1956.

[2] Mironov S.A. : Colloque RILEM Moscou, 1964.

[3] * * * : *Studii INCERC în vederea evaluării mărcii betoanelor pe baza unor încercări rapide.*

Despre scăderea rezistenței de marcă a betonului datorită tratamentului termic

Ing. E. Weiszfeiler
I.P.E.C. — Brașov

1. INTRODUCERE

Tratarea termică a betonului prezintă o deosebită importanță pentru industria de prefabricate, deoarece în acest fel se accelerează procesul de întărire în perioada imediat următoare turnării, ceea ce are un rol determinant în dimensionarea ciclurilor tehnologice și deci a volumului de producție al fabricilor.

Funcție de cimentul utilizat, de rețeta de beton adoptată și de regimul de tratament termic aplicat, se realizează astăzi în industria noastră de prefabricate, după un timp de 6—12 ore de la turnare, rezistențe în beton egale cu 50%—70% din marcă, ceea ce atrage după sine posibilitatea decofrării imediate a prefabricatelor.

Betonul astfel întărit prezintă însă dezavantajul că rezistența lui la compresiune după 28 zile de la turnare este inferioară rezistenței aceluiași beton netratat termic. Valoarea acestei scăderi de rezistență (respectiv marcă) trebuie cunoscută la elaborarea rețelelor de confecționare a betoanelor tratate termic.

Deoarece pînă în momentul de față nu există în țară o prescripție oficială care să precizeze mărimea acestei scăderi de rezistență, s-a considerat util ca prelucrînd statistic rezultatele epruvetelor de control pentru patru tehnologii de prefabricate caracteristice industriei din țara noastră, obținute în cursul anului 1965 la IPEC—Brașov, să se determine această valoare trăgîndu-se concluzii și asupra condițiilor care o influențează.

2. PREZENTAREA DATELOR

S-au analizat 775 de probe reprezentînd fiecare cîte două serii de trei cuburi de beton (20 × 20 × 20 sau 10 × 10 × × 10), recoltate în cursul anului 1965 de către laboratorul IPEC—Brașov pentru controlul producției curente a fabricii și încercate la rupere la laboratorul Trustului 5 Construcții-Brașov.

Cele două serii corespunzătoare unei probe au fost păstrate :

— una în condiții STAS (șase zile după decofrare în apă la 20°C ± 2°C și după aceea pînă la 28 de zile în atmosferă standard la temperatura de 20°C ± 2°C și umiditate relativă de 70 %) ;

— a doua, în același regim cu piesa prefabricată (tratament termic, iar ulterior în depozitul de produse finite).

Au fost selecționate probele corespunzătoare următoarelor patru rețete de beton :

a) Beton B 250 pentru panouri de pereți turnați în casete verticale la care compactarea se face prin pervibrare, iar tratamentul termic prin admisia aburului în cortine, deshidratarea la partea superioară fiind împiedicată prin realizarea unui film de apă. Ciclul de tratare termică începe la o oră după terminarea turnării și durează șapte ore (1,5 ore ridicarea temperaturii de la cca 20°C la 80°C...90°C, patru ore izotermă la 80°... 90°C și 1,5 ore coborîrea temperaturii la cca 50°C prin admisia apei reci în cortine).

b) Beton B 250 pentru chesoane prefabricate turnate în cofraje metalice și tratate termic în tunel cu abur de joasă presiune la temperatura de 75°C...85°C. Înainte de intrarea în tunel chesoanele stau 1,5 ore în așteptare, iar timpul de tratare este de nouă ore sau mai mult, funcție de ritmul de producție al liniei tehnologice.

c) Beton B 250 pentru fîșii cu goluri rotunde turnate prin decofrare imediată pe funduri de metal sau beton și tratate termic în cuve de abur de joasă presiune. Durata tratamentului termic este de opt ore din care 1,5 ore ridicarea temperaturii de la temperatura halei de fabricație la 75°C...85°C, și restul în izotermă de 75°C...85°C.

d) Beton B 500 pentru elemente de fermă precomprimate turnate în cofraje metalice și tratate termic în același regim cu chesoanele de la punctul b.

La prepararea betoanelor s-au utilizat următoarele calități de ciment :

— Ciment P 500 livrat de fabrica Temelia-Brașov

— Ciment P 400 livrat de fabrica Temelia-Brașov

— Ciment RIM 200 livrat de fabrica de ciment Turda

— Ciment A 400 (ciment de baraj) livrat de fabrica Temelia-Brașov.

În tabela 1 se prezintă compoziția mineralogică a acestor cimenturi.

Tabela 1

Compoziția mineralogică a cimenturilor

Compoziția mineralogică	Calitatea de ciment: P 500 (Temelia)	A 400*) (Temelia)	RIM 200 (Turda)
C3 S	61,21 %	26,98 %	50—65 %
C2 S	16,10 %	44,93 %	15—24 %
C3 A	7,72 %	2,57 %	11—12 %
C4 AF	12,95 %	18,27 %	9—10 %

*) Este de fapt impropriu denumit alitic, deoarece este un ciment belitic, însă fabrica furnizoare l-a livrat sub această denumire.

**) Datele referitoare la cimentul P 500 și A 400 au fost determinate de laboratorul de încercări IPCMC, iar cele privind cimentul RIM 200 s-au obținut de la fabrica de ciment Turda.

În continuare (tab. 2) sînt date rețetele de beton utilizate pentru fiecare sortiment în condițiile celor patru calități de ciment.

Pentru cimentul P 400 nu apar rețete distincte deoarece acesta se livra cu frecvență redusă de către fabrica Temelia (doar atunci cînd anumite șarje de P 500 nu prezentau siguranța de a-și realiza marca). Din acest motiv se utilizau aceleași rețete de beton ca la A 400.

3. PRELUCRAREA STATISTICĂ A DATELOR

Pentru fiecare probă s-a determinat valoarea

$$\frac{R\ 28\ \text{tratat termic}}{R\ 28\ \text{netratat termic}}\ \%,$$

iar aceste mărimi grupate pe rețete de beton și tipuri de ciment au fost analizate determinîndu-se pentru fiecare grupă parametrii de tendință și indicii de împrăștiere conform STAS 7122/65.

Grupele la care numărul de probe a depășit 25 s-au categorisit în clase, iar valorile sub 50 % și peste 100 % au fost eliminate considerînd că se datoresc unor erori independente de procesul tehnologic (greșeli la confecționarea, păstrarea sau încercarea epruvetelor). De altfel, pe lîngă cele 775 de rezultate cuprinse între limitele 50 % — 100 %, au apărut doar două sub 50 % și 30 peste 100 %.

În tabela 3 se prezintă parametrii statistici care s-au determinat pentru toate probele, iar în figura 1 poligoanele de frecvență pentru probele executate cu ciment P 500 în cele patru rețete.

Tabela 2

Rețetele de beton utilizate

Tipul betonului / Rețeta	U/M	B 250 în panouri interioare: cu P 500	cu RIM 200	cu A 400	B 250 în chesoane: cu P 500	cu RIM 200	cu A 400	B 250 în fîșii cu goluri: cu P 500	cu RIM 200	cu A 400	B 500 în elemente de fermă: cu P 500	cu RIM 200	cu A 400
Ciment	kg/m³	370	360	450	340	310	415	330	310	400	550	510	
Apă	kg/m³	185	180	225	180	163	220	182	170	220	198	188	
Agregate 0—3 mm	kg/m³	464	467	434	570	584	535	763	776	720	517	560	
Idem 3—7 mm	kg/m³	371	375	347	380	390	357	191	194	180	344	354	
Idem 7—15 mm	kg/m³	464	467	434	950	973	893	954	970	900	861*)	886	
Idem 13—30 mm	kg/m³	556	561	520	—	—	—	—	—	—	—	—	
Apă/ciment		0,51	0,50	0,50	0,54	0,53	0,53	0,55	0,55	0,54	0,36	0,37	

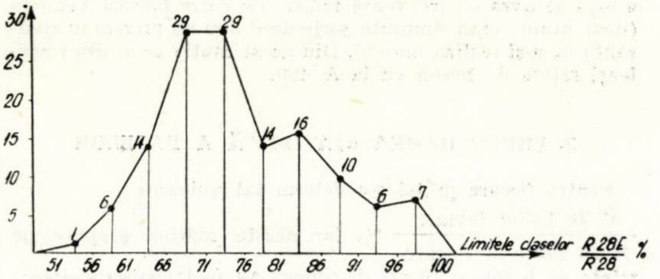
*) La sortul 7—15 mm pentru elemente de fermă se folosește agregat concasat, în rest fiind utilizat agregat de rîu de la balastierele Sebeș-Olt.

Tabela 3

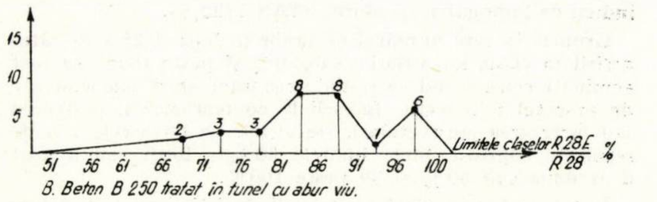
Parametrii statistici ai determinărilor

Reţeta de beton	Cimentul utilizat	Numărul de probe	Val. medie aritm. X	Val. mediană M	Val. centrală	Abaterea medie pătratică	Coeficientul de variaţie CV
B 250 în panouri interioare	P 500	132	75,5	73	77,5	10	13,7%
	P 400	14	81	80,5	78,5	5,4	6,7%
	RIM	67	79	78	78	11	13,9%
	A 400	66	82	80	82,5	8	9,8%
B 250 în chesoane	P 500	31	82	84	83,5	9,5	11,5%
	P 400	18	79	79,5	78	8	11 %
	RIM	—	—	—	—	—	—
	A 400	17	83	81	84,5	8	9,6%
B 250 în fîşii cu goluri	P 500	85	83	83	82,5	8	9,6%
	P 400	10	82	81,5	85	5	6,2%
	RIM	40	85	85	84,5	6	7,1%
	A 400	21	81	80	81	8	9,9%
B 500 în elemente de fermă	P 500	131	85	84	88	7	8,2%
	P 400	6	84	86,5	83,5	6	7,1%
	RIM	118	85	85,5	80,5	8	9,4%
	A 400	25	83	81	79,5	8	9,6%

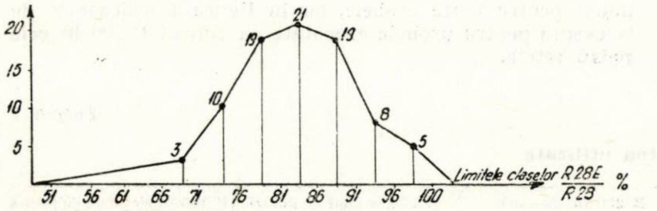
Fig. 1. Poligoanele de frecvenţă pentru probe executate cu ciment P 500



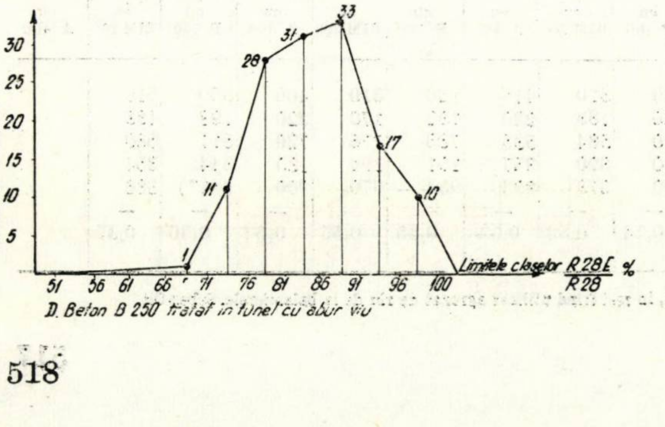
A. Beton B 250 în tipare încălzitoare



B. Beton B 250 tratat în tunel cu abur viu.



C. Beton B 250 tratat în cuve cu abur viu



D. Beton B 250 tratat în tunel cu abur viu

Analizînd atît datele din tabele cît şi alura poligoanelor de frecvenţă se poate trage concluzia că rezultatele pot fi luate în considerare. Aceasta deoarece se constată că, în general, pentru toate şirurile de date, media aritmetică, mediana şi valoarea centrală se confundă cîte două sau sînt foarte apropiate, iar coeficienţii de variaţie sînt suficient de mici.

4. CONCLUZII

Ordonînd valorile mediilor aritmetice pe şiruri obţinem rapoartele dintre rezistenţa la compresiune la 28 zile a betonului ţinut în condiţiile regimului pe care îl urmează piesele prefabricate (tratament termic şi depozit = R 28 E) şi în condiţii STAS (R 28 N) conform cu tabela 4.

Analizînd aceste date se pot trage următoarele concluzii :

a) Pe cînd la cimenturile alitice există o variaţie foarte mică a scăderii de rezistenţă, funcţie de reţeta de beton şi de tehnologia aplicată, la cimentul de baraj (la care se aplică şi dozaje mult mai mari de ciment), se poate spune că raportul $\frac{R\,28\,E}{R\,28\,N}$ este practic constant şi egal cu 80%.

Tabela 4

Mediile aritmetice ale valorilor $\frac{R\,28\,E}{R\,28\,N}$

Reţeta \ Calitate de ciment	P 500	P 400	RIM 200	A 400
B 250 în panouri interioare	75,5	81	79	80
B 250 în chesoane	82	79	—	81
B 250 în fîşii cu goluri	83	82	85	80
B 500 în elemente de fermă	85	84	85	81

b) Pentru cimenturile P 500, P 400 şi RIM 200 scăderea de rezistenţă nu variază practic de la o calitate de ciment la alta, ci doar în funcţie de reţetă şi tehnologie după cum urmează :

b_1) în cazul betoanelor de consistenţă plastică, tratate termic în tipare încălzitoare, scăderea de rezistenţă este de 20—25%;

b_2) la betoane de consistenţă plastic-vîrtoasă, tratate termic în abur viu, scăderea de rezistenţă variază între 15—20 %;

b_3) la betoane vîrtoase, tratate termic tot în abur viu, scăderea de rezistenţă este de 15 %;

c) rezistenţa scade mai mult la dozaje mici decît la dozaje mari în cazul cimenturilor cu conţinut ridicat de C3S.

Bibliografie

[1] Nurse R.W.: *Bazele şi metodele fizico-chimice pentru întărirea rapidă a betonului* (raport general la Conferinţa Internaţională RILEM — Moscova 1964).

[2] Togun G.: *Cementi di rapido indurimento nei concestruzzi a stagionatura normale e accelerata.*

[3] Nicolau V.: *Introducere în teoria betonului*. Ed. Tehnică, *Bucureşti, 1959.*

Betoane cu granulometrie discontinuă

Ing. D. Vasiliu

INCERC – Secţia Timişoara

1. La alcătuirea compoziţiei unui beton trebuie satisfăcute simultan atît cerinţele de ordin tehnic, privitoare la calităţile fizico-mecanice ale betonului, cît şi cele de ordin economic, privind preţul de cost, iar alegerea unei anumite granulometrii a agregatelor trebuie făcută ţinînd seamă de betoanele ce vor fi realizate, de agregatele existente, de posibilităţile de sortare şi de consum de ciment.

Pentru a putea face faţă diferitelor condiţii de lucru, constructorii trebuie să cunoască toate posibilităţile de alcătuire a compoziţiei unui beton, putînd astfel să găsească de fiecare dată soluţia cea mai avantajoasă sub aspect tehnico-economic, pe care şantierul respectiv este capabil să o realizeze.

Printre aceste posibilităţi, folosirea granulometriei discontinue ocupă un loc important, deoarece permite obţinerea unor betoane cu calităţi fizico-mecanice ridicate şi ieftine, consumul de ciment fiind mai redus decît la betoanele similare cu granulometrie continuă.

Betoanele cu granulometrie discontinuă corect alcătuite au o bună lucrabilitate şi rezistenţe mecanice ridicate. Ele sînt betoane compacte, asigurînd o etanşeitate şi o mare durabilitate construcţiilor respective. Deoarece raportul a/c este totdeauna mai redus şi suprafaţa specifică totală a agregatului mult mai mică, deformaţiile din contracţie şi curgere lentă vor fi mai reduse decît la betoanele similare cu granulometrie continuă.

2. Granulometria unui agregat este discontinuă atunci cînd din compoziţia acestuia lipsesc una sau mai multe fracţiuni monogranulare, în scopul de a realiza un beton lucrabil, compact şi cu rezistenţe mecanice ridicate.

Considerînd mai multe fracţiuni monogranulare:

$$\frac{D_1}{d_1};\ \frac{D_2}{d_2};\ \frac{D_3}{d_3};\ \ldots\ \frac{D_n}{d_n},$$

în care:

D este diametrul superior al sitei sau ciurului prin care trece complet fracţiunea respectivă;

d = diametrul inferior;

iar:

$$\frac{D}{d} = 1{,}5 \ldots 2 \text{ şi } D_1 > D_2;\ D_2 > D_3;\ \ldots\ D_{n-1} > D_n;$$

se înţelege prin discontinuitatea unui agregat, raportul:

$$\frac{D_2}{D_1};\ \frac{D_3}{D_2};\ \ldots\ \frac{D_{n-1}}{D_n}.$$

Pentru a stabili valoarea maximă a discontinuităţilor, este necesară stabilirea unui criteriu de comparaţie între diferite granulometrii ce pot fi alcătuite din acelaşi agregat. Acest criteriu trebuie să fie bazat pe factorii de care depind proprietăţile betonului.

Rezistenţa unui beton depinde de natura agregatelor, cantitatea şi calitatea cimentului, cantitatea de apă şi volumul de goluri din beton. Relaţia dintre aceste mărimi poate exprimată prin formula lui Bolomey:

$$R_b = K\left(\frac{c}{a+v} + \alpha\right), \tag{1}$$

unde:

R_b este rezistenţa la compresiune a betonului (kg/cm^2);

K — coeficient depinzînd de calitatea cimentului şi natura agregatelor;

c — ciment (kg);

a — apă (l);

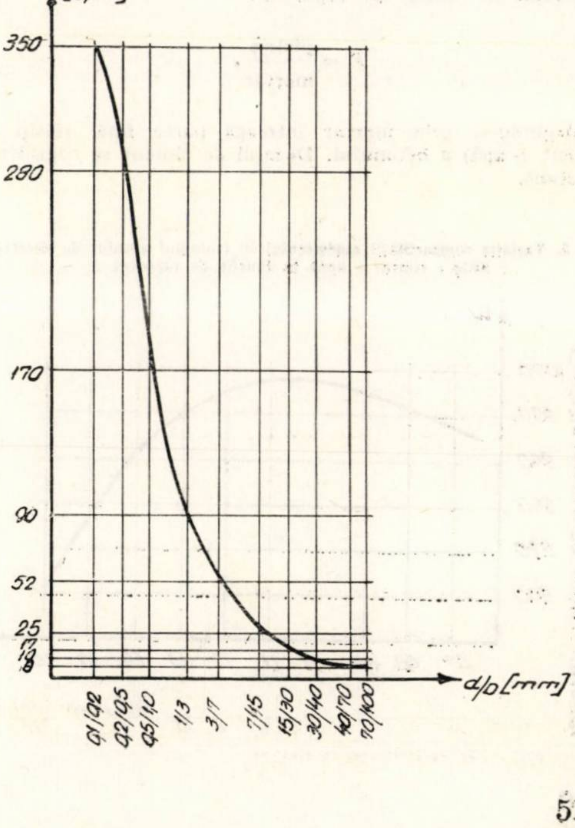
v — volumul golurilor din betonul proaspăt (l);

α — coeficient de proporţionalitate.

În această relaţie, influenţa agregatelor apare implicit prin cantitatea de apă a necesară obţinerii unui beton de o anumită consistenţă. Această cantitate de apă depinde în mare măsură de dimensiunea granulelor agregatului [6]

Fig. 1. Variaţia cantităţii de apă necesară pentru acoperirea suprafeţei granulelor (l/m³) funcţie de dimensiunile sortului monogranular d/D (mm)

d – diametrul sitei inferioare
D – diametrul sitei superioare



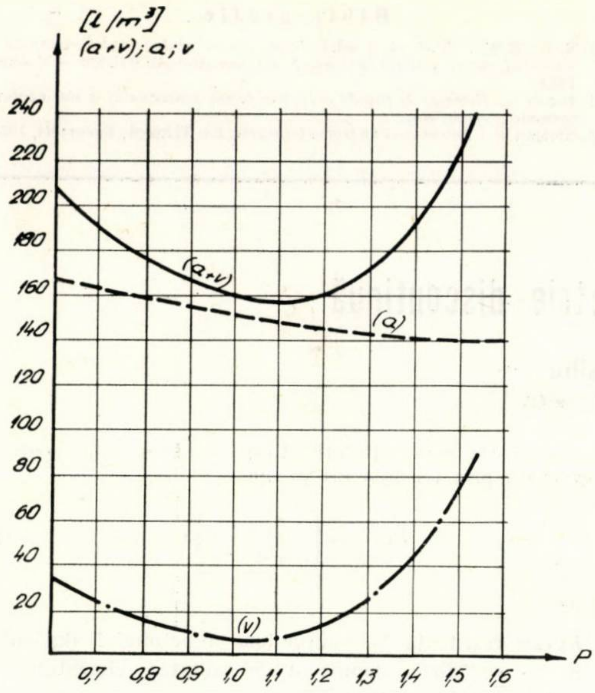


Fig. 2. Variaţia cantităţii de apă şi a volumului de goluri în funcţie de P, raportate la 1 m³ beton proaspăt

a — cantitatea de apă (l) — — — —
v — volumul de goluri (l) — . — . —

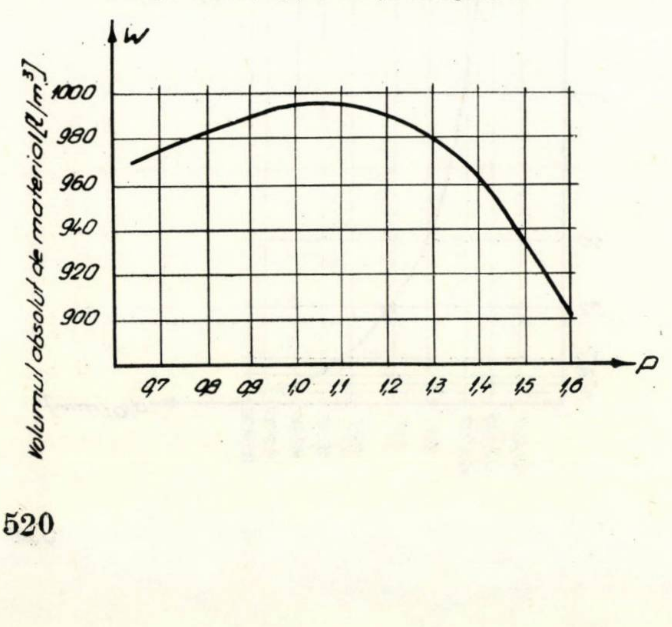
Se observă din figura 1 că fracţiunile fine necesită o cantitate de apă foarte mare. Aceasta înseamnă că pentru a micşora cantitatea totală de apă din beton va trebui să folosim o cantitate cît mai redusă de fracţiuni fine (nisip), respectiv o cantitate cît mai mare de pietriş, avînd dimensiunea maximă admisă de construcţia respectivă. Această creştere a cantităţii de pietriş este însă condiţionată de realizarea unui beton lucrabil, cu un volum de goluri redus, practic nul.

Pentru a stabili cantitatea maximă de pietriş ce poate intra în compoziţie, s-a studiat variaţia diferitelor proprietăţi ale betonului în funcţie de raportul :

$$P = \frac{\text{pietriş}}{\text{mortar}},$$

înţelegîndu-se prin mortar întreaga parte fină (nisip + ciment + apă) a betonului. Dozajul de ciment se consideră constant.

Fig. 3. Variaţia compactităţii amestecului W (volumul absolut de pietriş + + nisip + ciment + apă) în funcţie de raportul P



În figura 2 este reprezentată variaţia volumului de goluri v, a apei a şi a numitorului parantezei relaţiei (1) : $(a + v)$. Variaţia mărimii $(a + v)$ este important să fie remarcată, deoarece ne arată că factorul c/a nu este suficient şi nu poate caracteriza un beton decît în anumite cazuri, cînd se poate asigura realizarea unui volum de goluri $v = 0$.

Variaţia volumului de goluri se mai poate reprezenta şi prin variaţia compactităţii amestecului W (volumul absolut de pietriş + nisip + ciment + apă) (fig. 3).

Rezistenţa la compresiune a betonului la vîrsta de 28 zile (marca) variază în funcţie de raportul P după curba indicată în figura 4.

De remarcat este faptul că valoarea maximă a rezistenţei la compresiune se obţine pentru aproximativ aceeaşi valoare P ca şi a compactităţii.

Lucrabilitatea betonului are o creştere uşoară o dată cu creşterea raportului P, pentru că mortarul devine din ce în ce mai bogat în pastă de ciment, iar mobilitatea granulelor se măreşte. La depăşirea valorii P corespunzătoare compactităţii maxime, lucrabilitatea se micşorează, mortarul fiind acum insuficient pentru acoperirea tuturor granulelor, iar frecarea dintre acestea se măreşte.

Curbele indicate în figurile 2,3,4 au fost determinate pentru un beton cu dozaj de ciment de 310 kg/m³ (Pz 400), nisip 0/7 şi pietriş 12/20. Consistenţa betonului măsurată pe masa de răspîndire a fost cuprinsă între 39 şi 41 cm.

Aşa cum se va vedea mai jos, raportul de discontinuitate între nisip şi pietriş nu este cel corespunzător, fiind vorba mai curînd de o granulometrie oarecare. Acest exemplu a fost ales în mod special, pentru a sublinia caracterul de generalitate a variaţiei mărimilor din figurile 2,3,4.

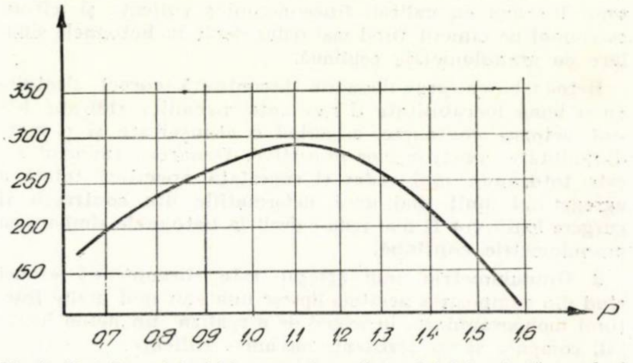


Fig. 4. Variaţia rezistenţei la compresiune a betonului determinată pe cuburi 20 × 20 × 20 cm funcţie de raportul P

Lucrabilitatea, compactitatea, rezistenţa, precum şi celelalte proprietăţi ale betonului care depind direct de acestea (durabilitate, impermeabilitate etc.) prezintă un maxim pentru aproximativ aceeaşi valoare a raportului P, indiferent de granulometria agregatului folosit.

Această valoare, notată cu P^{max} (raportul maxim pietriş/mortar) constituie criteriul căutat de apreciere între diferite granulometrii, ce pot fi alcătuite dintr-un agregat anumit.

În studiile efectuate s-a plecat de la un agregat cu granulometrie continuă, a cărui curbă s-a înscris complet în domeniul „bun'' (STAS 1667—62), din care s-au eliminat succesiv diferite fracţiuni monogranulare, obţinîndu-se astfel betoane cu diferite discontinuităţi. Determinarea valorii P^{max} a constituit criteriul de apreciere între diferitele discontinuităţi realizate.

Faţă de discontinuitatea teoretică [3] :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{D_3}{D_2} = \ldots = \frac{D_{n-1}}{D_n} = 0{,}14. \qquad (2)$$

S-a constatat că la betoanele cu agregate de rîu sau de carieră valoarea discontinuităţii maxime poate fi ridicată pînă la :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{D_3}{D_2} = \ldots = \frac{D_{n-1}}{D_n} \leqslant 0{,}175, \qquad (3)$$

pe cînd la betoanele alcătuite cu agregate concasate, discontinuitatea maximă a rezultat mai mică decît cea teoretică :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{D_3}{D_2} = \ldots = \frac{D_{n-1}}{D_n} \leqslant 0{,}125. \qquad (4)$$

Dacă discontinuităţile maxime sînt depăşite, P^{max} scade şi avantajul granulometriei discontinue se reduce, betonul apropiindu-se de un beton obişnuit cu granulometrie continuă.

3. După cum există sau nu posibilitatea de a sorta nisipurile în mai multe fracţiuni şi deci de extindere a granulometriei discontinue şi în domeniul acestora, agregatele cu granulometrie discontinuă se împart în două grupe distincte :

— agregate cu discontinuitate totală ;

— agregate cu discontinuitate parţială.

Se va denumi cu discontinuitate totală amestecul alcătuit numai din fracţiuni monogranulare cu o anumită discontinuitate între ele, conform relaţiilor (3) sau (4).

De exemplu

pietriş	1	40/70
pietriş	2	7/12
nisip	1	0,8/1,2
nisip	2	0,1/0,2.

Se va denumi agregat cu discontinuitate parţială amestecul la care cel puţin unul din sorturile folosite este alcătuit din mai multe fracţiuni monogranulare.

De exemplu :

pietriş	20/30		pietriş	1	40/70
nisip	0/5	sau	pietriş	2	7/12
			nisip		0/2.

Pentru simplificarea expunerii se vor denumi în cele ce urmează :

— betoane D — betoane confecţionate din agregate cu discontinuitate totală ;

— betoane d — betoane confecţionate din agregate cu discontinuitate parţială.

Realizarea betoanelor D pretinde existenţa anumitor utilaje de separare a nisipurilor în mai multe sorturi şi eliminarea fracţiunilor fine, cum ar fi aparatele de tip Rheax sau Lavadun. De altfel, realizarea unui beton cu agregat după oricare curbă granulometrică ar pretinde separarea nisipului în mai multe fracţiuni.

Dacă aceste posibilităţi tehnice există, atunci prepararea betoanelor D reprezintă soluţia ideală sub aspect tehnico-economic.

Studiile efectuate au abordat în primul rînd problema betoanelor d, care au toate posibilităţile de a putea fi realizate în ţara noastră, în condiţiile şi cu utilajele cu care sînt dotate şantierele de construcţii şi staţiile centrale de betoane.

4. Dacă betoanele cu granulometrie discontinuă nu au fost aplicate pe scară largă, aceasta se datoreşte pe de o parte necunoaşterii avantajelor şi a modului de alcătuire, iar pe de altă parte existenţei unei opinii defavorabile cu privire la acestea.

Obiecţiile aduse betoanelor cu granulometrie discontinuă se refereau la lucrabilitatea lor redusă şi la necesitatea unor mijloace puternice de îndesare, la dificultăţile privind separarea agregatului într-un număr mare de sorturi şi la neeconomicitatea lor, deoarece nu se folosesc decît anumite fracţiuni din totalul agregatului.

Discutarea acestor obiecţii se impune, căci ele se referă la betoane cu granulometrie discontinuă de tip clasic ($D_2/D_1 = 0{,}14$), a căror compoziţie se determină în mod mecanic, fără a ţine seamă de proprietăţile reale ale agregatelor.

Studiile efectuate, care au arătat posibilitatea ridicării discontinuităţii pentru agregate de rîu sau carieră ($D_2/D_1 \leqslant 0{,}175$) şi a stabilirii valorii ei reale pentru agregate concasate ($D_2/D_1 \leqslant 0{,}125$) precum şi alcătuirea compoziţiei betonului după metode experimentale, care ţin seamă de toate proprietăţile agregatelor ca : natura suprafeţei, forma granulelor, volumul de goluri, apa de amestec etc., au adus noi precizări în această direcţie.

4.1. Betoanele cu granulometrie discontinuă, corect alcătuite, se caracterizează printr-o lucrabilitate foarte bună. Acest lucru este explicabil, deoarece mortarul este bogat în pastă de ciment, iar mobilitatea granulelor este mare.

Pentru a ilustra acest lucru se prezintă consistenţa a două betoane cu un dozaj de ciment de 300 kg/m³, alcătuite cu agregate de aceeaşi provenienţă (balastiera Ghioroc).

Primul beton (beton d) a fost alcătuit din nisip 0/5 şi pietriş 20/30, iar al doilea (beton cu granulometrie continuă) a fost alcătuit după curba :

Diametrul sitei (ciurului) mm	0,2	1	3	5	7	15	30
Treceri %	2,5	18	28	36	42	65	100

care se înscrie complet în domeniul bun.

Se observă din figura 5 că tasarea conului etalon este cu mult mai mare la betoanele *d*, decît la betonul cu granulometrie continuă.

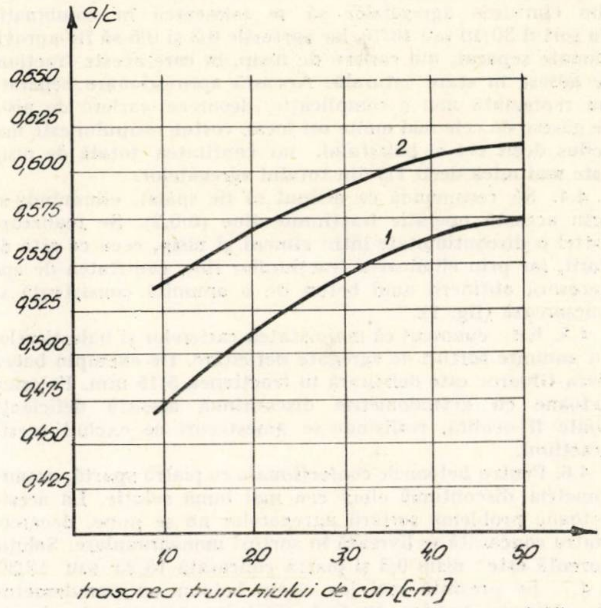


Fig. 5. Variaţia consistenţei betonului în funcţie de raportul apă/ciment

1 — beton cu granulometrie discontinuă
2 — beton cu granulometrie continuă

Acest lucru este foarte important, deoarece ne arată că betoanele cu granulometrie discontinuă pot fi confecţionate cu consistenţe mai plastice, chiar şi atunci cînd este vorba de betoane de marcă mare, ceea ce permite o umplere corectă a cofrajului şi o eliminare în bune condiţii a aerului, convenind condiţiilor de lucru de pe şantier.

4.2. Sortarea agregatelor se poate efectua hidraulic la balastierele utilate în acest sens sau prin ciuruirea cu ciururi vibrante.

Balastierele cu sortare hidraulică pot livra orice sorturi fără nici un fel de dificultăţi. Cît priveşte agregatele sortate prin ciuruire mecanică, singura problemă este sortarea nisipului care într-adevăr creează dificultăţi, încetinind producţia, în special pe vreme umedă, prin înfundarea ciurului inferior.

Sortarea pietrişului nu întîmpină nici o dificultate, ciuruirea făcîndu-se rapid. Prin montarea unor ciururi suplimentare (înlocuirea ciurului de 15 mm cu două ciururi de 12 mm şi de 20 mm) se pot asigura fracţiunile monogranulare corespunzătoare.

4.3. Betoanele cu granulometrie discontinuă pot epuiza tot materialul rezultat din sortarea balastului. Pentru betoanele d este necesară sortarea în următoarele fracţiuni monogranulare :

0/3 ; 0/5 ; 0/7 ; 7/15 ; 15/30 ; 30/40 ; 40/70, cu ciururile şi sitele standardizate sau :

0/3 ; 0/5 ; 0/7 ; 7/12 ; 12/20 ; 20/30 ; 30/40 ; 40/70,

în cazul cînd se introduce o fracţiune în plus de pietriş, ceea ce este mai avantajos, permiţînd combinaţii mai variate.

În acest caz, una din variantele de alcătuire este :

40/70 + 0/12
30/40 + 0/7
20/30 + 0/5 sau 15/30 + 0/5.
12/20 + 0/3

Pentru realizarea betoanelor D este necesară realizarea următoarelor fracţiuni :

0,2/04 ; 0,4/0,8 ; 0,8/1,2 ; 1,2/2 ; 2/3 ; 3/5 ;
5/7 ; 7/12 ; 12/20 ; 20/30 ; 30/40 ; 40/70,

iar una din combinaţiile posibile ar putea fi :

40/70 + 7/12 + 1,2/2 + 0,2/0,4
30/40 + 5/7 + 0,8/1,2
20/30 + 3/5 + 0,4/0,8
7/12 + 1,2/2 + 0,2/0,4.

În cazul betoanelor d, este indicat ca sortul 0/7 rezultat din ciuruirea agregatelor să se folosească în combinaţie cu sortul 30/40 sau 40/70, iar sorturile 0/3 şi 0/5 să fie aprovizionate separat, din cariere de nisip, în care aceste fracţiuni se găsesc în stare naturală. Această aprovizionare separată nu reprezintă nici o complicaţie, deoarece cariere de nisip se găsesc de cele mai multe ori local, costul nisipului este mai redus decît cel al balastului, iar cantitatea totală de nisip este mai mică decît 1/3 din totalul agregatelor.

4.4. Se recomandă ca nisipul să fie spălat, eliminîndu-se prin această operaţie fracţiunile fine (0/0,2). Se realizează astfel o discontinuitate între ciment şi nisip, ceea ce este de dorit, iar prin eliminarea fracţiunilor fine, cantitatea de apă necesară obţinerii unui beton de o anumită consistenţă se micşorează (fig. 1).

4.5. Este cunoscut că majoritatea carierelor şi balastierelor au anumite sorturi de agregate deficitare. De exemplu balastiera Ghioroc este deficitară în fracţiunea 5/15 mm. Folosind betoane cu granulometrie discontinuă această deficienţă poate fi ocolită, realizîndu-se amestecuri ce exclud aceste fracţiuni.

4.6. Pentru betoanele confecţionate cu piatră spartă, granulometria discontinuă oferă cea mai bună soluţie. La aceste betoane problema sortării agregatelor nu se pune, deoarece piatra concasată se livrează în sorturi monogranulare. Soluţia curentă este : nisip 0/3 şi piatră concasată 15/25 sau 18/30.

4.7. Se prezintă mai jos cîteva betoane cu granulometrie discontinuă. Acestea au fost alcătuite cu agregate de rîu sau piatră spartă, cu ciment P 400 şi Pz 400, avînd marca reală cuprinsă între $R_c = 416\ \text{kg/cm}^2$ şi $R_c = 440\ \text{kg/cm}^2$.

Agregatele şi cimentul sînt indicate în kg, iar apa în l. Rezistenţele la compresiune au fost determinate pe cuburi 20×20×20 cm la vîrsta de 28 zile.

Reţetele sînt indicate plecînd de la fracţiunea mare către cea mică, de forma :

pietriş + nisip + ciment + apă.

4.7.1. Betoane cu pietriş :

Beton D. Consistenţă 41 cm, vibrat.

1) $1300(30/40) + 530(5/7) + 260(0/1) + 220c + 120a$
$R_b = 258\ \text{kg/cm}^2$.

2) $1300\,(30/40) + 530(5/7) + 202(0/1) + 280c +$
$+ 131a \quad R_b = 367\ \text{kg/cm}^2$.

Beton d. Consistenţă 43 cm, îndesat normal. Nisipul a fost spălat.

3) $1410(30/40) + 660(0{,}2/7) + 220c + 132a \quad R_b = 206\ \text{kg/cm}^2$.
4) $1260(15/20) + 708(0{,}2/3) + 290c + 149a \quad R_b = 255\ \text{kg/cm}^2$.

Beton d. Consistenţă 48 cm, îndesare uşoară manuală.

5) $1190(15/30) + 790(0/5) + 250c + 169a \quad R_b = 208\ \text{kg/cm}^2$.
6) $1190(15/30) + 700(0/5) + 340c + 172a \quad R_b = 282\ \text{kg/cm}^2$.

Beton d. Consistenţa 41 cm, vibrat

7) $1270(20/40) + 735(0/7) + 280\text{c} + 139\text{a} \quad R_b = 360\ \text{kg/cm}^2$.
8) $1320(20/40) + 565(0/7) + 320c + 130a \quad R_b = 416\ \text{kg/cm}^2$.

4.7.2. *Betoane cu piatră spartă*

9) $1350(15/25) + 630(0/3) + 425c + 145a \quad R_b = 374\ \text{kg/cm}^2$.
10) $1300(18/30) + 585(0/3) + 380c + 155a \quad R_b = 473\ \text{kg/cm}^2$.

5) Alcătuirea betoanelor cu granulometrie discontinuă se face după metode experimentale. Principiul acestor metode este de a stabili pe cale experimentală care este cantitatea maximă de pietriş pe care o admite betonul respectiv, astfel ca lucrabilitatea să fie bună, iar volumul de goluri din beton să fie nul.

O asemenea metodă de stabilire a compoziţiei betonului a apărut într-un număr anterior [7]. Această metodă poate fi aplicată betoanelor cu granulometrie discontinuă. Pentru betoane alcătuite din două sorturi dezagregate (cazul betoanelor d), metoda experimentală se poate aplica fără nici un fel de indicaţii suplimentare.

Pentru betoanele alcătuite din mai multe sorturi, în speţă pentru betoanele D, sînt necesare anumite precizări :

— Determinările de laborator şi principiul metodei experimentale [7] sînt aceleaşi.

— În cadrul determinării experimentale propriu-zise se pleacă de la fracţiunea cea mai fină, cu care se alcătuieşte mortarul de dozaj minim. Se introduc în acest mortar fracţiunile imediat superioare, conform indicaţiilor metodei experimentale.

— Se obţine un beton cu dozajul minim, în care se introduce fracţiunea a treia, operaţia repetîndu-se la fel şi cu celelalte fracţiuni superioare. Bineînţeles, toate aceste fracţiuni de agregat se introduc după ce au fost umezite.

Pentru obţinerea betonului cu dozajul c, se înlocuieşte cantitatea de ciment Δc cu o cantitate echivalentă din fracţiunea cea mai fină Δn.

În cazul în care se lucrează cu două sorturi de nisip n_1 şi n_2 unde $n_2 \leqslant 3$ mm, pentru a se evita dificultăţile legate de controlul cantităţii de apă conţinută de nisipul n_2 umezit, se preferă să se plece de la o compoziţie la care mortarul este constituit din nisip n_2 + ciment + apă, în care se introduce pietrişul p_1, p_2 etc.

Betonul obţinut are în acest caz un dozaj mult mai mare decît dozajul minim, în general chiar mai mare decît dozajul c. Pentru determinarea compoziţiei betonului cu dozajul c prescris se introduce în compoziţie o cantitate de nisip Δn_1 şi se scoate o cantitate echivalentă de ciment Δc.

6. CONCLUZII

Betoanele cu granulometrie discontinuă se caracterizează prin :

- lucrabilitate bună ;
- caracteristici fizico-mecanice ridicate ;
- durabilitate ;
- dozaje mai reduse de ciment.

Betoanele pot fi aplicate curent în condiţiile şi cu utilajele cu care sînt dotate staţiile centrale de betoane şi şantierele mai importante din ţara noastră.

Datorită suprafeţei mici a agregatelor, betoanele cu granulometrie discontinuă pot fi alcătuite cu consistenţe mai plastice, asigurînd o îndesare uşoară şi o eliminare în bune condiţii a aerului.

Pentru betoanele cu piatră spartă, alcătuirea unui beton d cu o discontinuitate $\leqslant 0{,}125$ este deosebit de avantajoasă.

Se recomandă ca nisipul să fie aprovizionat din cariere separate, în care sorturile 0/3 sau 0/5 se găsesc în stare naturală. Spălarea nisipului este totdeauna indicată, asigurînd astfel eliminarea fracţiunilor fine. Se realizează astfel pe de o parte discontinuitatea dorită între ciment şi nisip, iar pe de altă parte se micşorează cantitatea totală de apă.

Betoanele cu granulometrie discontinuă, corect alcătuite, oferă totdeauna cele mai avantajoase soluţii, iar aplicarea pe şantier este recomandabil să fie făcută ori de cîte ori există posibilităţile tehnice pentru aceasta.

Bibliografie

[1] Drogsler O.: *Quelques questions relatives au béton concernant notamment le retrait et le fluage*, Revue des materiaux de construction, 5, 1964.
[2] L'Hermite R.: *Idées actuelles sur la technologie du béton*, Paris, 1955.
[3] Hummel A.: *Das Beton A.B.C. Ein Lehrbuch der Technologie des Schwerbetons und des Leichtbetons*, Berlin, 1959.
[4] Rothfuchs G.: *Betonfiebel*, Wiesbaden, 1962.
[5] Steopoe Al.: *Durabilitatea betoanelor*, Bucureşti, Ed. Tehnică 1965.
[6] Vallette R.: *Manuel de compositions des bétons*, Paris, 1964.
[7] Vasiliu D.: *Unele aspecte privind stabilirea compoziţiei betonului*, Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii, 5—6, 1966.

Date experimentale în legătură cu aderenţa dintre beton şi armătură la execuţia în cofraje glisante

Ing. M. Weissenberg
INCERC

În cursul anului 1965, pe un şantier al Întreprinderii 1 construcţii montaje din cadrul DGCM–SPOB*), au fost efectuate, de către INCERC, cu colaborarea organelor DGCM–SPOB, unele experimentări privind proprietăţile şi tehnologia de execuţie ale betoanelor ce se toarnă în cofraje glisante**).

În cadrul acestor experimentări, au fost efectuate o serie de încercări pentru a determina efectele mişcării cofrajului şi a modului de compactare a betonului asupra aderenţei dintre beton şi armătură***).

Încercările au fost realizate la două clădiri de locuit alăturate, proiectate de Institutul Proiect-Bucureşti ****).

Calitatea betonului utilizat a fost controlată de laboratorul central al Sfatului Popular al oraşului Bucureşti, urmărindu-se realizarea unei calităţi cît mai constante pentru toate tipurile de epruvete.

1. DESCRIEREA ÎNCERCĂRILOR

Încercările au fost făcute comparativ pe epruvete :

— extrase din pereţii unei clădiri executate cu cofraje glisante ;

— extrase din pereţii unei clădiri executate cu cofraje staţionare ;

— turnate în tipare independente.

Analiza experimentală a fost făcută cu varierea următorilor parametri suplimentari :

— poziţia armăturii (orizontală sau verticală) ;

— calitatea oţelului (OL 38 sau TOR 47) ;

— modul de compactare (beton îndesat cu şipca sau vibrat) ;

— grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor (2 cm sau 7 cm) ;

— lungimea de ancorare (20 d sau 40 d).

Încercările s-au efectuat pe epruvete de formă prismatică, prin smulgerea armăturilor din beton.

La clădirea executată cu cofraje glisante, epruvetele au fost turnate la etajele 5 şi 6 ale blocului, în golurile a opt uşi.

Fig. 1. Epruvete cu armătura verticală, cu acoperirea de beton de 7 cm

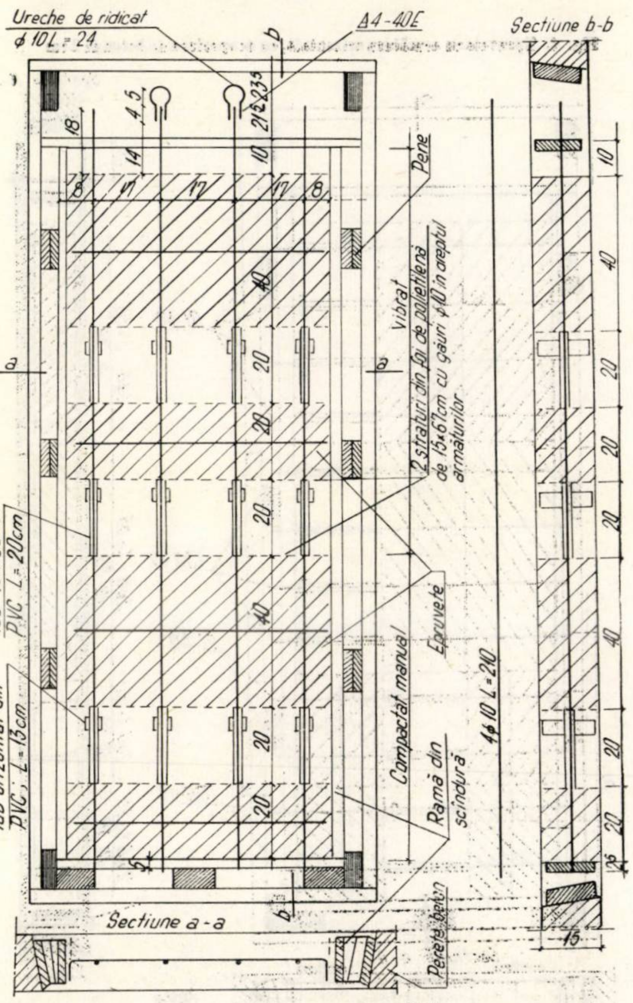
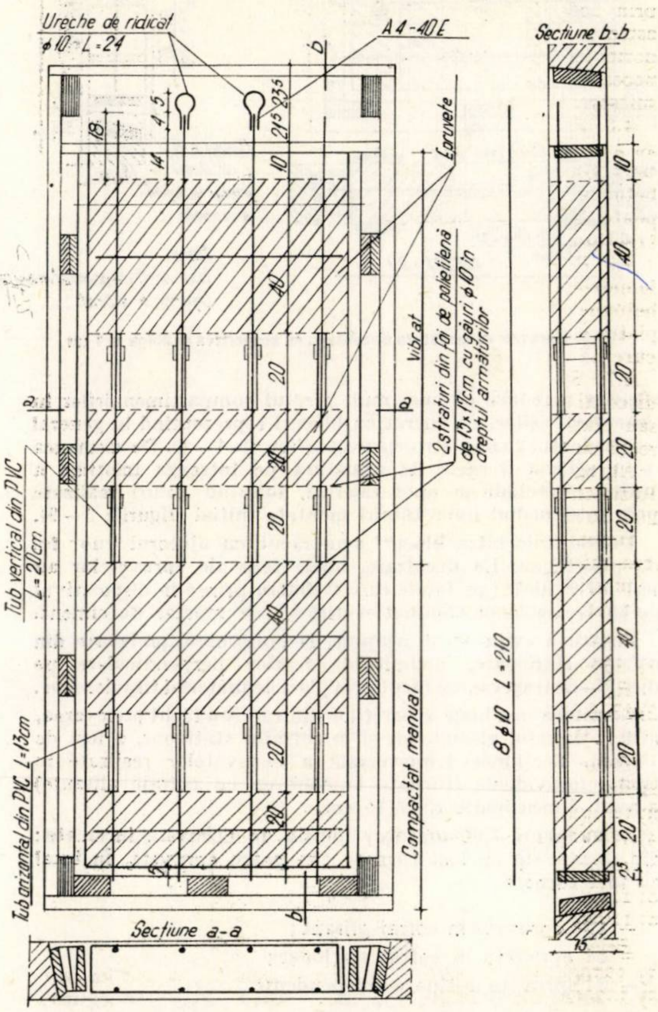

Ureche de ridicat
ϕ 10 L = 24
A4-40E
Secţiune b-b
Pene
Vibrat
2 straturi din foi de polietilenă de 15×6,1 cm cu găuri ϕ10 în dreptul armăturilor
Tub vertical din PVC L = 20cm
Tub orizontal din PVC; L = 13cm
Compactat manual
Epruvete
Ramă din scîndură
4ϕ10 L=210
Secţiune a-a
Peretele beton
63 2ϕ6 L=75
Notă
Uşa nr. 1 TOR 47ϕ10
Uşa nr. 3 OL 38ϕ10

Fig. 2. Epruvete cu armătura verticală, cu acoperirea de beton de 2 cm


Ureche de ridicat
ϕ10 L=24
A4-40E
Secţiune b-b
Epruvete
Vibrat
2 straturi din foi de polietilenă de 13×11cm cu găuri ϕ10 în dreptul armăturilor
Tub vertical din PVC L=20cm
Tub orizontal din PVC L=13cm
Compactat manual
8ϕ10 L=210
Secţiune a-a
4ϕ6L=160
Notă
Uşa nr. 2 TOR 47ϕ10
Uşa nr. 4 OL 38ϕ10

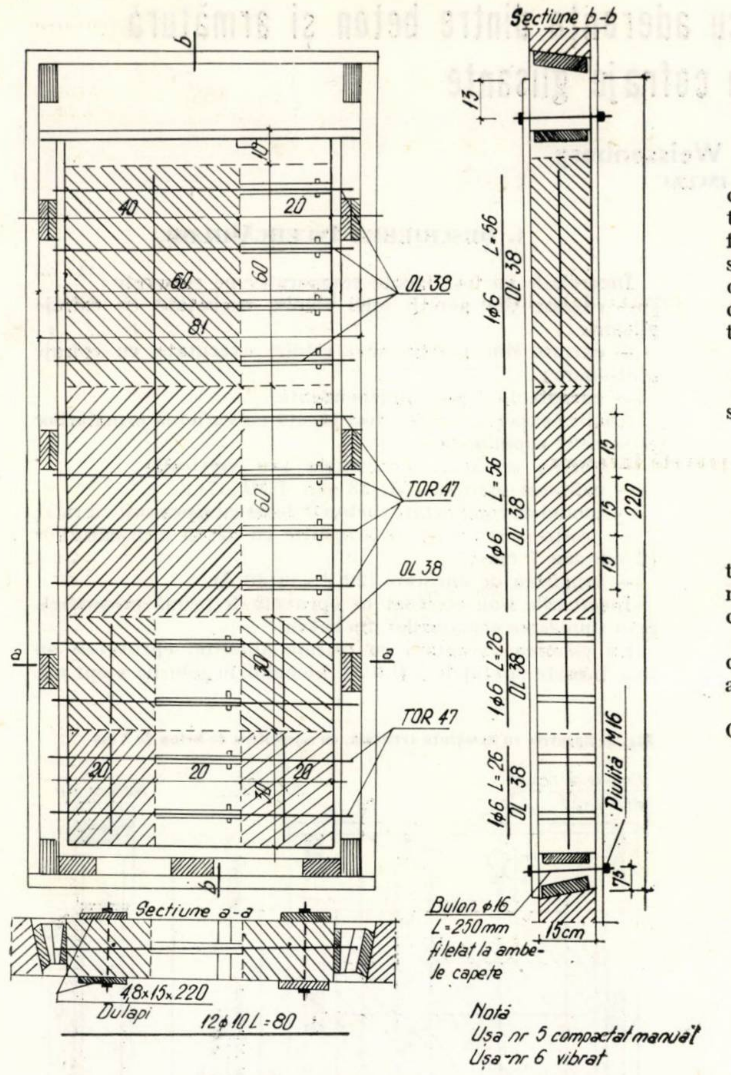
---

*) Şef de lot — ing. Al. Bugeanu

**) Coordonator — ing. A. Şandru (INCERC)

***) La efectuarea acestor încercări, în afară de autor, a participat şi ing. G. Tătaru

****) Sub conducerea ing. şef. C. Pislăraşu


Secţiune b-b
b
13
10
40
20
60
60
81
OL 38
TOR 47
OL 38
TOR 47
1φ6 L=56
OL 38
1φ6 L=56
OL 38
1φ6 L=26
OL 38
1φ6 L=26
OL 38
15
15
15
220
60
30
20
20
20
a
a
Piuliţă M16
Bulon φ16
L=250mm
filetat la ambele capete
15cm
7,5
Secţiune a-a
4,8x15x220
Dulapi
12φ10 L=80

Notă
Uşa nr 5 compactat manual
Uşa nr 6 vibrat

Fig. 3. Epruvete cu armătura orizontală, cu acoperirea de beton de 7 cm

Pentru a reduce cît mai mult efectul compartimentărilor în interiorul uşilor, s-a lucrat cu blocuri reprezentînd în general echivalentul a cîte patru epruvete (figurile 1—4). De asemenea s-au utilizat vergele de armătură pe întreaga înălţime a uşilor, efectuîndu-se apoi tăieturi, folosind goluri realizate prin intermediul unor tuburi montate iniţial (figurile 5—9).

Delimitările între blocuri s-au făcut cu ajutorul unor foi de polietilenă. La decofrare, unele feţe ale epruvetelor au ieşit neregulate ; pe feţele care trebuiau prinse în dispozitivul de încercare, s-au efectuat rectificări cu mortar de ciment.

Pentru a evita acest neajuns, la epruvetele prelevate din cofraje staţionare, delimitările feţelor perpendiculare pe direcţia de tragere s-au făcut prin plăci de material fibrolemnos.

Grosimea nominală a pereţilor din care s-a făcut prelevarea, atît la cofrajul glisant, cît şi la cofrajul staţionar, a fost de 15 cm. Secţiunea transversală a epruvetelor realizate în tipare individuale (turnate la clădirea cu cofraje glisante) a avut dimensiunile 15 × 15 cm.

În tabela 1 sînt arătate tipurile de epruvete încercate ; din fiecare tip au fost turnate cîte patru epruvete. În total au fost turnate :

- 128 epruvete în cofraj glisant ;
- 64 epruvete în cofraj staţionar ;
- 64 epruvete în tipare independente.

Pentru epruvetele compactate prin vibrare, s-a folosit un vibrator cehoslovac (tipul PV 200), cu cap vibrant de diametru mic şi o forţă centrifugă relativ redusă.

Caracteristicile acestui vibrator sînt :

puterea motorului	1 kW
diametrul capului vibrator	29 mm
lungimea capului vibrator	353 mm
frecvenţa	7 000 vibraţii/minut
forţa centrifugă	35 kgf.

Vibrarea s-a efectuat introducîndu-se capul vibrator vertical, astfel încît să pătrundă circa 5 cm în stratul de beton turnat anterior, introducerea şi scoaterea capului vibrator făcîndu-se încet ; timpul de vibrare a variat între 15 şi 20 secunde pentru fiecare poziţie, distanţa între punctele succesive de introducere în beton fiind de 15—20 cm. S-a urmărit ca în timpul vibrării să se evite pe cît posibil atingerea armăturilor sau a cofrajului glisant.

Marca prescrisă prin proiect a fost B 200.

Conform indicaţiilor date de Laboratorul central SPOB, s-a utilizat, la staţia de betoane, reţeta :

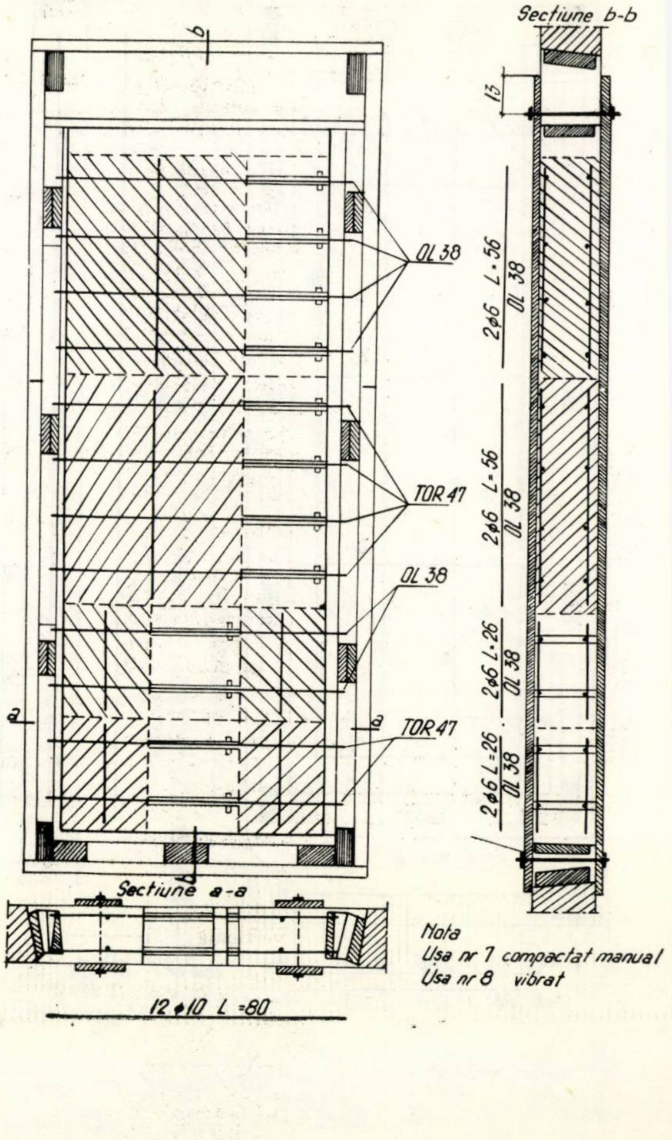
ciment	300 kg/m^3
apă	210 l/m^3
agregate	1890 kg/m^3.

Încercările s-au efectuat în general la 28—30 zile de la turnare. Pentru un număr relativ mic de epruvete, termenul nu a putut fi respectat cu rigurozitate, ajungîndu-se la încercări în a 32-a — a 36-a zi de la turnare.

Mărcile de betoane obţinute la Laboratorul central, pe cuburile luate în zilele corespunzătoare turnării epruvetelor, au variat între 186 şi 233 kgf/cm^2.

Drept armături s-au întrebuinţat vergele Ø 10, atît la OL 38, cît şi la TOR 47.

Fig. 4. Epruvete cu armătura orizontală, cu acoperirea de beton de 2 cm


Secţiune b-b
b
13
OL 38
TOR 47
OL 38
TOR 47
2φ6 L=56
OL 38
2φ6 L=56
OL 38
2φ6 L=26
OL 38
2φ6 L=26
OL 38
a
a
Secţiune a-a
12φ10 L=80

Notă
Uşa nr 7 compactat manual
Uşa nr 8 vibrat

2. REZULTATELE ÎNCERCĂRILOR

Rezultatele obţinute la încercări sînt prezentate centralizat în tabela 2 (aderenţa fiind determinată ca o valoare medie pe lungimea armăturii).

Începutul lunecării se referă la momentul înregistrării primei deplasări a capătului armăturii, opus celui de unde se face tragerea (înregistrarea deplasărilor era făcută cu ajutorul unui comparator cu tijă 1/100, montat pe armătură şi cu vîrful tijei rezemat pe beton).

La efectuarea unora dintre medii, s-a neglijat cîte o valoare individuală care era mult diferită de medie, pentru a nu influenţa interpretarea rezultatelor datorită unor cauze cu totul accidentale.

Se menţionează că lunecările pronunţate ale armăturilor TOR 47 provocau în general apariţia în beton a unor fisuri paralele cu direcţia armăturilor.

În figura 10 sînt prezentate grafic valori $\frac{\tau}{R_b}$ (raportarea s-a făcut la marca din proiect, respectiv $R_b = 200$ kgf/cm^2); nu sînt cuprinse unele valori la care au predominat cazurile de rupere a armăturilor înainte de distrugerea aderenţei, respectiv înainte de atingerea valorii maxime a lui τ.

3. INTERPRETAREA REZULTATELOR EXPERIMENTALE

Valorile experimentale ale rezistenţei de aderenţă au variat între limite foarte largi, funcţie de diferiţi parametri:

$\tau = 6{,}3-66{,}4$ kgf/cm^2 (6,3–29,8 kgf/cm^2 la OL 38; 13,6–66,4 kgf/cm^2 la TOR 47);

Tabela 1

Tipuri de epruvete încercate

Turnat în:	Mod de compactare	Tipul oțelului	Poziția armăturii	Grosimea stratului de acoperire (cm)	Lungimea de ancorare (cm)
1	2	3	4	5	6
Cofraj glisant	manual	OL 38	orizontală	2	20
					40
				7	20
					40
			verticală	2	20
					40
				7	20
					40
		TOR 47	orizontală	2	20
					40
				7	20
					40
			verticală	2	20
					40
				7	20
					40
	vibrat	OL 38	orizontală	2	20
					40
				7	20
					40
			verticală	2	20
					40
				7	20
					40
		TOR 47	orizontală	2	20
					40
				7	20
					40
			verticală	2	20
					40
				7	20
					40
Cofraj staționar	manual	OL 38	orizontală	2	20
					40
				7	20
					40
			verticală	2	20
					40
				7	20
					40
		TOR 47	orizontală	2	20
					40
				7	20
					40
			verticală	2	20
					40
				7	20
					40
Tipare independente	vibrat	OL 38	orizontală	2	20
					40
				7	20
					40
			verticală	2	20
					40
				7	20
					40
		TOR 47	orizontală	2	20
					40
				7	20
					40
			verticală	2	20
					40
				7	20
					40

Tabela 2

Rezultate experimentale

Nr. crt.	Calitatea oțelului	Lungimea de ancorare (cm)	Grosimea stratului de acoperire (cm)	Poz. armăturii	Modul de compactare	Turnat în :	Efort unitar de aderență		Rapoarte			
									Față de marcă		Față de rezistența la întindere :	
							La începutul lunecării τ_0	Valoarea maximă τ	$\frac{\tau_0}{R_b}$	$\frac{\tau}{R_b}$	$\frac{\tau_0}{R_t}$	$\frac{\tau}{R_t}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	TOR 47	20	7	verticală	manual	cofraj glisant	3,1	32,2	0,016	0,16	0,19	2,01
2	TOR 47	40	7	,,	,,	,,	24,7	30,3	0,12	0,15	1,54	1,89
3	TOR 47	20	7	,,	vibrat	,,	18,0	55,0	0,092	0,28	1,12	3,44
4	TOR 47	40	7	,,	,,	,,	21,8	28,2	0,11	0,14	1,36	1,76
5	OL 38	20	7	,,	manual	,,	8,4	15,0	0,042	0,075	0,53	0,94
6	OL 38	40	7	,,	,,	,,	17,7	18,9	0,088	0,095	1,11	1,18
7	OL 38	20	7	,,	vibrat	,,	16,4	20,0	0,082	0,10	1,02	1,25
8	OL 38	40	7	,,	,,	,,	—	15,8	—	0,079	—	0,99
9	TOR 47	20	7	,,	,,	tipare independente	15,5	61,7	0,078	0,31	0,97	3,86
10	TOR 47	40	7	,,	,,	,,	21,4	>30,4*)	0,107	0,15*)	1,34	>1,9*)
11	OL 38	20	7	,,	,,	,,	26,5	29,7	0,132	0,148	1,65	1,85
12	OL 38	40	7	,,	,,	,,	15,0	18,5	0,075	0,09	0,94	1,15
13	TOR 47	20	7	,,	manual	cofraj staționar	29,4	65,4	0,147	0,33	1,84	4,08
14	TOR 47	40	7	,,	,,	,,	29,7	>37,9*)	0,148	>0,19*)	1,86	>2,37*)
15	OL 38	20	7	,,	,,	,,	24,5	29,8	0,12	0,15	1,52	1,86
16	OL 38	40	7	,,	,,	,,	15,6	20,0	0,08	0,10	0,98	1,25
17	TOR 47	20	2	,,	,,	cofraj glisant	7,6	13,6	0,038	0,068	0,48	0,85
18	TOR 47	40	2	,,	,,	,,	18,4	25,0	0,092	0,13	1,15	1,56
19	TOR 47	20	2	,,	vibrat	,,	12,6	23,3	0,063	0,12	0,79	1,45
20	TOR 47	40	2	,,	,,	,,	16,9	23,5	0,085	0,12	1,06	1,45
21	OL 38	20	2	,,	manual	,,	2,9	6,3	0,015	0,032	0,18	0,59
22	OL 38	40	2	,,	,,	,,	—	13,6	—	0,07	—	0,85
23	OL 38	20	2	,,	vibrat	,,	15,2	23,8	0,076	0,12	0,05	1,49
24	OL 38	40	2	,,	,,	,,	8,4	10,2	0,042	0,051	0,52	0,64
25	TOR 47	20	2	,,	,,	tipare independente	24,1	42,8	0,12	0,214	1,50	2,58
26	TOR 47	40	2	,,	,,	,,	26,6	28,5	0,134	0,14	1,67	1,77
27	OL 38	20	2	,,	,,	,,	15,1	21,1	0,075	0,105	0,94	1,32
28	OL 38	40	2	,,	,,	,,	18,1	18,7	0,09	0,093	1,13	1,17
29	TOR 47	20	2	,,	manual	cofraj staționar	8,7	24,6	0,043	0,12	0,54	1,54
30	TOR 47	40	2	,,	,,	,,	31,8	32,5	0,16	0,163	1,99	2,03
31	OL 38	20	2	,,	,,	,,	12,8	18,7	0,064	0,094	0,80	1,17

*) S-a produs ruperea armăturilor înainte de pierderea totală a aderenței

(*continuare tabela 2*)

Nr. crt.	Calitatea oţelului	Lungimea de ancorare (cm)	Grosimea stratului de acoperire (cm)	Poz. armăturii	Modul de compactare	Turnat în:	Efort unitar de aderenţă		Rapoarte			
									Faţă de marcă		Faţă de rezistenţa la întindere:	
							La începutul lunecării τ_0	Valoarea maximă τ	$\frac{\tau_0}{R_b}$	$\frac{\tau}{R_b}$	$\frac{\tau_0}{R_t}$	$\frac{\tau}{R_t}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
32	OL 38	40	2	verticală	manual	cofraj staţionar	21,3	21,8	0,106	0,109	1,33	1,36
33	TOR 47	20	7	orizontală	,,	cofraj glisant	4,3	34,8	0,022	0,17	0,27	2,18
34	TOR 47	40	7	,,	,,	,,	16,5	30,8	0,083	0,15	1,03	1,92
35	TOR 47	20	7	,,	vibrat	,,	8,2	50,4	0,041	0,25	0,51	3,14
36	TOR 47	40	7	,,	,,	,,	18,0	31,7	0,09	0,16	1,11	1,98
37	OL 38	20	7	,,	manual	,,	3,0	7,6	0,015	0,038	0,19	0,48
38	OL 38	40	7	,,	,,	,,	8,6	15,0	0,043	0,075	0,54	0,94
39	OL 38	20	7	,,	vibrat	,,	5,1	11,7	0,026	0,059	0,32	0,73
40	OL 38	40	7	,,	,,	,,	nu s-a putut monta comparator	12,4	—	0,062	—	0,77
41	TOR 47	20	7	,,	,,	tipare independente	15,4	64,0	0,077	0,32	0,96	4,00
42	TOR 47	40	7	,,	,,	,,	17,2	30,0	0,086	0,15	1,07	1,87
43	OL 38	20	7	,,	,,	,,	14,5	24,1	0,073	0,12	0,91	1,50
44	OL 38	40	7	,,	,,	,,	11,5	14,1	0,058	0,071	0,72	0,88
45	TOR 47	20	7	,,	manual	cofraj staţionar	20,7	66,4	0,10	0,33	1,29	4,15
46	TOR 47	40	7	,,	,,	,,	18,3	35,6	0,092	0,18	1,14	2,22
47	OL 38	20	7	,,	,,	,,	19,2	28,2	0,096	0,14	1,20	1,76
48	OL 38	40	7	,,	,,	,,	18,0	19,6	0,09	0,1	1,11	1,22
49	TOR 47	20	2	,,	,,	cofraj glisant	7,6	19,2	0,038	0,096	0,48	1,20
50	TOR 47	40	2	,,	,,	,,	14,5	23,6	0,073	0,12	0,91	1,47
51	TOR 47	20	2	,,	vibrat	,,	4,1	17,3	0,021	0,087	0,26	1,08
52	TOR 47	40	2	,,	,,	,,	12,9	23,9	0,065	0,12	0,81	1,50
53	OL 38	20	2	,,	manual	,,	3,5	7,2	0,018	0,036	0,22	0,45
54	OL 38	40	2	,,	,,	,,	10,0	13,5	0,05	0,068	0,63	0,84
55	OL 38	20	2	,,	vibrat	,,	6,3	11,0	0,031	0,055	0,39	0,69
56	OL 38	40	2	,,	,,	,,	8,0	14,0	0,04	0,07	0,50	0,88
57	TOR 47	20	2	,,	,,	tipare independente	17,2	39,2	0,086	0,196	1,07	2,45
58	TOR 47	40	2	,,	,,	,,	18,0	29,9	0,09	0,15	1,12	1,87
59	OL 38	20	2	,,	,,	,,	12,4	21,8	0,062	0,109	0,78	1,36
60	OL 38	40	2	,,	,,	,,	13,0	15,1	0,065	0,075	0,81	0,94
61	TOR 47	20	2	,,	manual	cofraj staţionar	12,8	32,0	0,064	0,16	0,80	2,00
62	TOR 47	40	2	,,	,,	,,	20,6	29,8	0,10	0,15	1,29	1,86
63	OL 38	20	2	,,	,,	,,	16,6	25,1	0,083	0,13	1,04	1,57
64	OL 38	40	2	,,	,,	,,	13,6	18,5	0,068	0,092	0,85	1,15

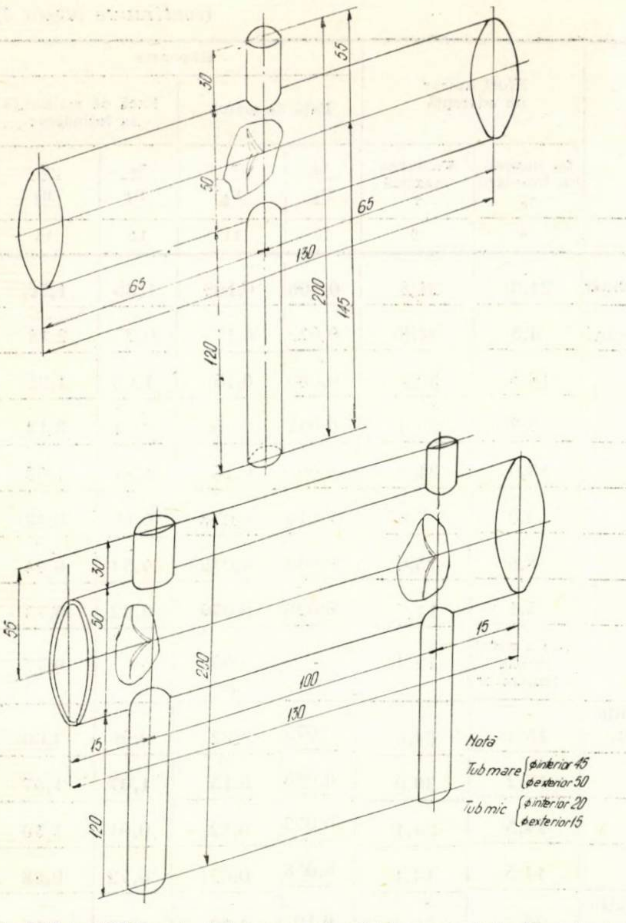


Fig. 5. Tuburi PVC pentru întreruperea aderenţei în zonele dintre blocurile de epruvete

$$\frac{\tau}{R_b} = 0{,}032-0{,}33 \qquad (0{,}032-0{,}15 \text{ la OL } 38;\ 0{,}068-0{,}33 \text{ la TOR } 47);$$

$$\frac{\tau}{R_t} = 0{,}39-4{,}15 \qquad (0{,}39-1{,}86 \text{ la OL } 38;\ 0{,}85-4{,}15 \text{ la TOR } 47).$$

În cele ce urmează se analizează pe rînd influenţa parametrilor studiaţi, pe baza datelor din tabela 2 şi figura 10.

a) Turnarea în cofraj glisant

Influenţa execuţiei în cofraj glisant se resimte în general printr-o reducere a rezistenţei de aderenţă. Reducerea este mai puţin sensibilă în cazul vibrării betonului şi a poziţiei verticale a armăturilor; pentru betonul compactat manual, diferenţele sînt mai sensibile, ajungînd pînă la 50% sau, uneori, chiar mai mult, la lungimi de ancorare de 20 cm.

Tot la lungimi mici de ancorare (20 d) este de subliniat şi reducerea importantă a valorilor de la care începe lunecarea capătului opus tragerii; la armăturile orizontale, aceste valori, la compactare manuală, au fost adesea de ordinul a numai 3—4 kgf/cm², în timp ce la epruvetele turnate în cofraj staţionar, în aceleaşi condiţii, ajungeau la 19—20 kgf/cm².

Rezultă că reducerea aderenţei, ca urmare a turnării în cofraje glisante, poate provoca în special importante lunecări locale ale armăturilor orizontale.

b) Modul de compactare

În general, încercările au arătat că o vibrare executată corect, cu vibratoare corespunzătoare, îmbunătăţeşte aderenţa dintre beton şi armătură şi în cazul utilizării cofrajelor glisante. Faptul că îmbunătăţirea este mai sensibilă la oţelul TOR şi în cazul lungimilor mici de ancorare se explică prin aceea că vibrarea asigură în special o sporire a încleştării.

La lungimi de ancorare mai mari (40 d), unde efectele unor defecţiuni locale sînt mai puţin sensibile, se obţin, şi în cazul unei compactări manuale corect executate, valori ale rezistenţei de aderenţă comparabile cu cele obţinute la compactarea prin vibrare.

d) Grosimea stratului de acoperire cu beton

Grosimea stratului de acoperire, prevăzută de obicei în proiecte, respectiv de 2 cm, a rezultat şi din aceste încercări ca insuficientă. Într-adevăr numeroase epruvete, turnate în special în cofraje glisante, prezentau dezgoliri ale armăturii pe porţiuni importante sau chiar pe întreaga lungime a armăturii (fig. 11).

În aceste condiţii, pe de o parte împrăştierea rezultatelor este mai mare la acoperirea de 2 cm faţă de acoperirea de 7 cm (armătura aşezată în axul peretelui), iar pe de altă parte, valorile medii ale rezistenţei de aderenţă sînt în general mai mici, în cazul acoperirii de numai 2 cm.

d) Alţi parametri

— Rezistenţa de aderenţă a fost în general sensibil mai mare în cazul utilizării oţelului TOR, decît în cazul utilizării oţelului OL 38.

Fig. 6. Pregătiri pentru turnare într-o uşă a clădirii executată cu cofraje glisante (armătură verticală)

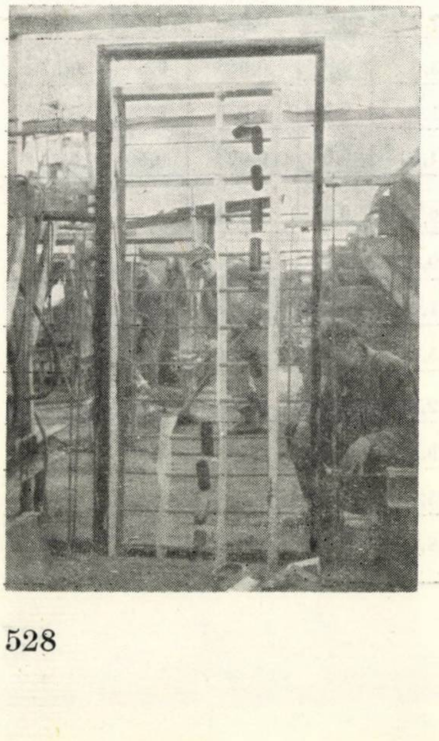


Fig. 7. Pregătiri pentru turnare într-o uşă a clădirii executată cu cofraje glisante (armătură verticală)

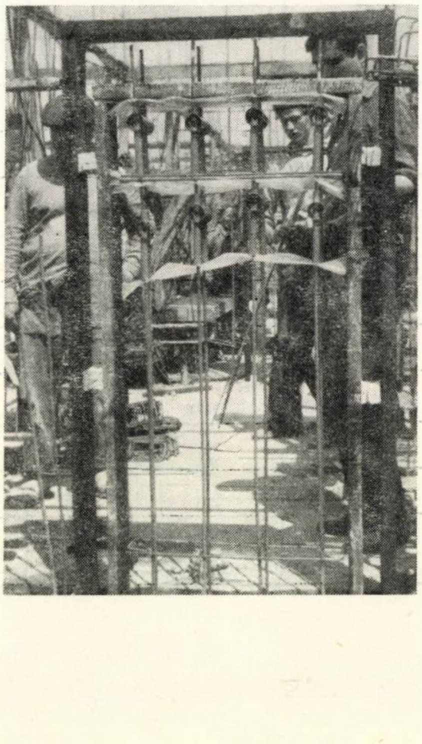
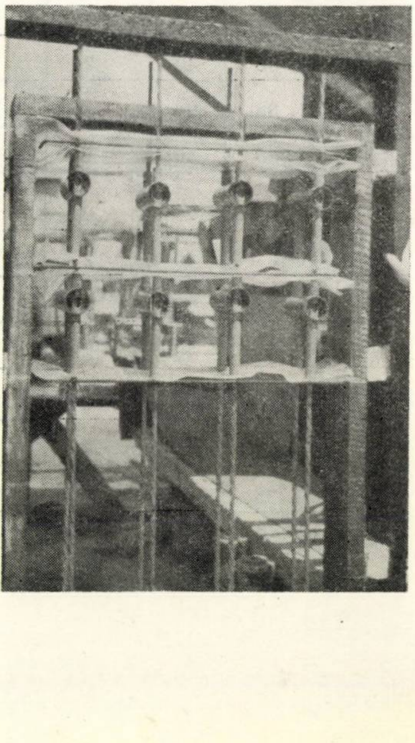


Fig. 8. Folii de polietilenă şi tuburi pentru tăierea ulterioară a armăturilor de rezistenţă



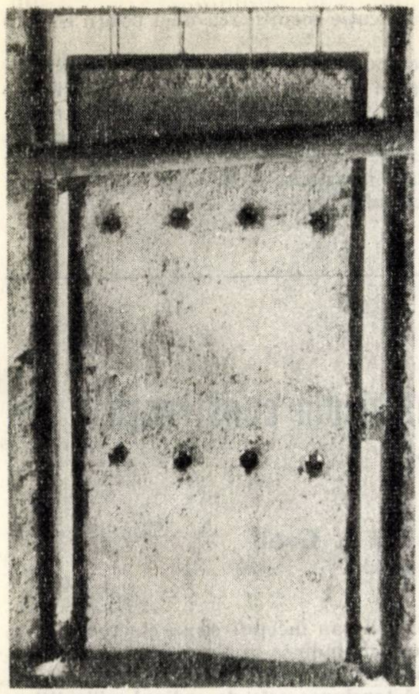


Fig. 9. Ramă cu epruvete realizate în cofraje glisante (armătura verticală)

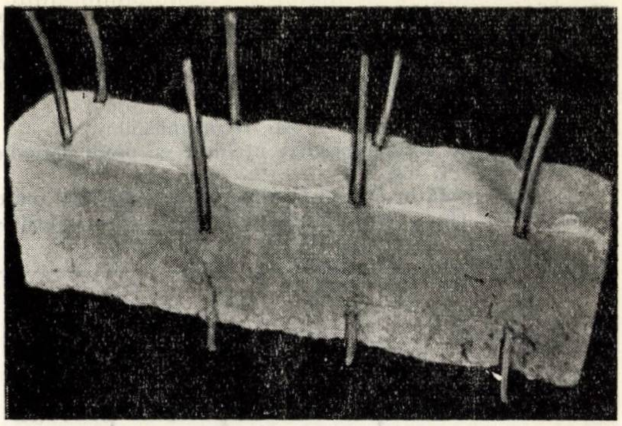


Fig. 11. Epruvete cu acoperirea de beton de 2 cm; nerealizarea parţială a acoperirii

— Aderenţa a avut de asemenea, în general, valori mai reduse la armăturile orizontale decît la cele verticale, diferenţele fiind ceva mai sensibile la oţelul OL 38.

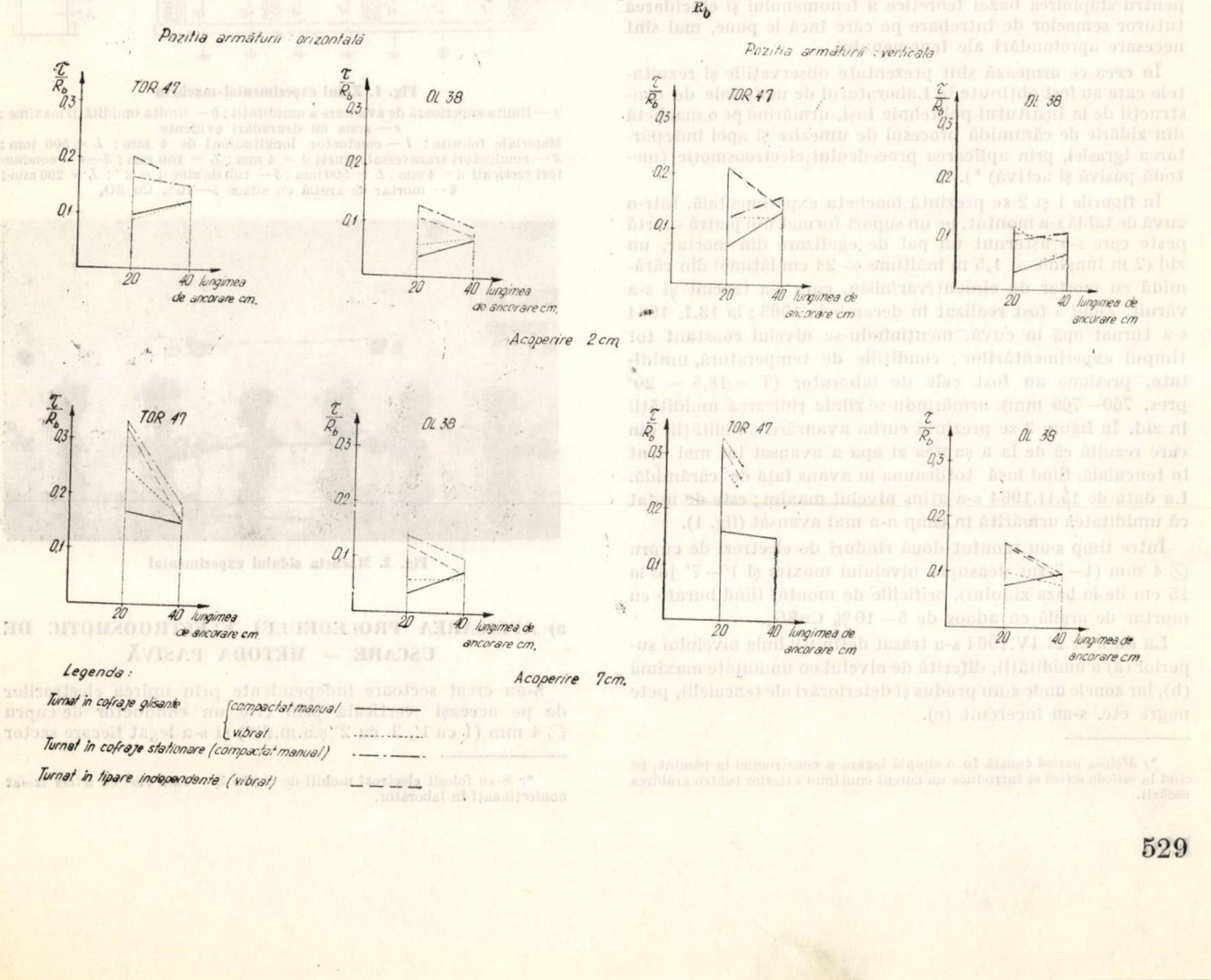
— Creşterea lungimii de ancorare, respectiv trecerea de la 20 d la 40 d, duce în general la scăderea rezistenţei medii de aderenţă. Totuşi, în anumite cazuri, sub influenţa unor parametri care conduceau la reducerea aderenţei (acoperirea de numai 2 cm, turnarea în cofraje glisante cu compactare manuală), valorile obţinute pentru lungimea de ancorare de 20 d rămîn mai mici decît cele pentru lungimi de ancorare de 40 d.

4. CONCLUZII

Pe baza rezultatelor încercărilor, se pot trage următoarele concluzii:

— Execuţia în cofraje glisante conduce în general la o reducere a aderenţei dintre beton şi armătură. Nu se poate stabili o valoare procentuală a scăderii aderenţei, ea fiind puternic influenţată şi de o serie de alţi parametri. Pentru epruvetele vibrate, cu acoperire de 7 cm, pe lungimi de 40 d, reducerea faţă de epruvetele turnate în tipare individuale a fost relativ mică, nedepăşind circa 7 % la oţelul TOR 47 şi circa 15 % la oţelul OL 38; în acelaşi timp însă, în cazul unor

Fig. 10. Valori ale rapoartelor $\frac{\tau}{R_b}$



epruvete compactate manual, cu acoperire de 2 cm și pe lungimi de numai 20 d, pe care se cumulează diferite posibilități de execuție mai puțin îngrijită, reducerile au ajuns uneori la peste 40 % în cazul oțelului TOR 47 și chiar peste 60—70 % la oțelul OL 38.

Ca urmare, se consideră că este recomandabil :

— să se utilizeze cu precădere oțelurile cu profil periodic (de preferință PC 52) ;

— să se prevadă în proiect o acoperire de beton mai mare decît cea de 2 cm, prevăzută adesea la pereți, și să se urmărească cu atenție în execuție menținerea unei poziții corecte a armăturilor ;

— să se prefere compactarea prin vibrare ori de cîte ori este posibil să se asigure condiții corespunzătoare de vibrare (vibratoare cu frecvență mare, cu cap vibrator de diametru redus ; atenție la manevrarea vibratorului) ; compactarea manuală poate da rezultate comparabile din punct de vedere al aderenței numai dacă se asigură o execuție foarte îngrijită, pentru a evita defecțiunile locale.

Observații de laborator privind îndepărtarea igrasiei din construcții aplicînd principiul electrodrenării

Ing. Elisabeta Păunel, ing. E. Florea, ing. C. Onu, ing. L. Groll
Institutul politehnic – Iași, Laboratoarele de materiale de construcții și fizică

Toate procedeele clasice pentru îndepărtarea igrasiei (hidroizolații, paravane de vapori, drenaje etc.) au efect temporar, implică o tehnică complicată, nu sînt economice. Așa-numitul „procedeu electroosmotic" sau „electrodrenajul" [4] tinde să le ia locul prin eficacitatea și economicitatea pe care o prezintă. Procedeul permițînd prevenirea umezirii [3], adică instalația respectivă, se poate încadra în proiectul de execuție a acelor clădiri care se știe că în timpul folosirii vor fi expuse umezirii (ex. băile).

Acest procedeu este considerat încă nou, cu toate că de la elaborarea metodei de către Ernst (Elveția) au trecut 25 de ani ; în multe țări, cercetările de laborator și la scară naturală (aplicații la diferite categorii de construcții) se continuă în mod asiduu ([1], [2], [3], [4], [5]), în vederea perfecționării metodei pentru adaptarea ei la diferite situații, ținînd seamă că pentru stăpînirea bazei teoretice a fenomenului și elucidarea tuturor semnelor de întrebare pe care încă le pune, mai sînt necesare aprofundări ale fenomenului.

În ceea ce urmează sînt prezentate observațiile și rezultatele care au fost obținute în Laboratorul de materiale de construcții de la Institutul politehnic Iași, urmărind pe o machetă din zidărie de cărămidă procesul de umezire și apoi îndepărtarea igrasiei, prin aplicarea procedeului electroosmotic (metodă pasivă și activă) *).

În figurile 1 și 2 se prezintă macheta experimentală. Într-o cuvă de tablă s-a montat, pe un suport format din piatră spartă peste care s-a așternut un pat de egalizare din mortar, un zid (2 m lungime × 1,5 m înălțime × 24 cm lățime) din cărămidă cu mortar de ciment/var/nisip, care s-a tencuit și s-a văruit. Zidul a fost realizat în decembrie 1963 ; la 13.I. 1964 s-a turnat apă în cuvă, menținîndu-se nivelul constant tot timpul experimentărilor ; condițiile de temperatură, umiditate, presiune au fost cele de laborator (T = 18,5 — 20° pres. 760—769 mm), urmărindu-se zilnic ridicarea umidității în zid. În figura 3 se prezintă curba avansării umidității, din care rezultă că de la a șaptea zi apa a avansat tot mai lent în tencuială, fiind însă totdeauna în avans față de cărămidă. La data de 15.II.1964 s-a atins nivelul maxim ; este de notat că umiditatea urmărită în timp n-a mai avansat (fig. 1).

Între timp s-au montat două rînduri de electrozi de cupru ∅ 4 mm (1—7, sus deasupra nivelului maxim și 1′—7′ jos la 15 cm de la baza zidului), orificiile de montaj fiind burate cu mortar de argilă cu adaos de 5—10 % $CuSO_4$.

La data de 21.IV.1964 s-a trasat definitiv linia nivelului superior (a) a umidității, diferită de nivelul cu umiditate maximă (b), iar zonele unde s-au produs și deteriorări ale tencuielii, pete negre etc. s-au încercuit (c).

Măsurătorile de tensiune au început să se efectueze de la data de 21.IV.1964, continuîndu-se în timp. Parte din rezultate — cu caracter informativ — sînt prezentate în tabela 1.

Se poate observa că tensiunea este de ordinul milivolților, ajungînd la maximum 36 mV.

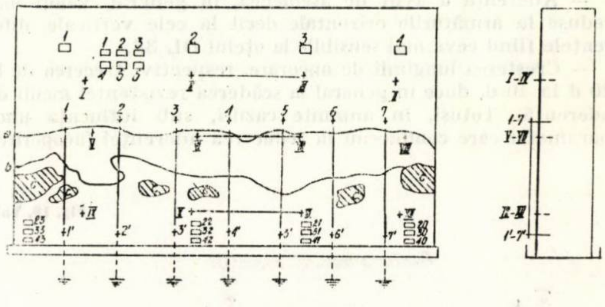


Fig. 1. Zidul experimental-macheta

a — limita superioară de avansare a umidității ; *b* — limita umidității maxime ; *c* — zona cu degradări evidente

Materiale folosite : *1* — conductor longitudinal de 4 mm ; L = 500 mm ; *2* — conductori transversali scurți d = 4 mm ; L = 160 mm ; *3—4* — conductori verticali d = 4 mm ; L = 500 mm ; *5* — tub de zinc d = 2″ ; L = 200 mm ; *6* — mortar de argilă cu adaos 5—10 % $CuSO_4$

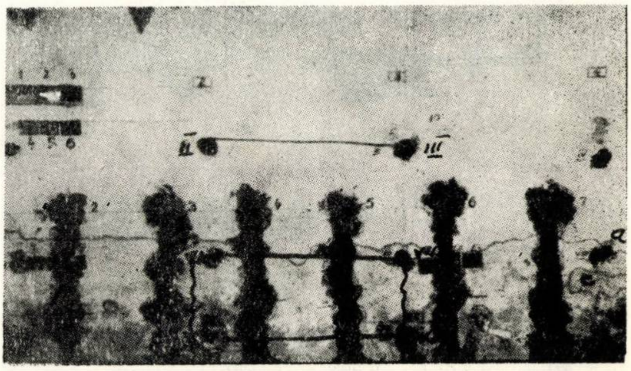


Fig. 2. Macheta zidului experimental

a) APLICAREA PROCEDEULUI ELECTROOSMOTIC DE USCARE – METODA PASIVĂ

S-au creat sectoare independente prin unirea electrozilor de pe aceeași verticală prin cîte un conductor de cupru ∅ 4 mm (1 cu 1′, 2 cu 2′ ș.a.m.d)*) și s-a legat fiecare sector

---

*) *Metoda pasivă* constă în o simplă legare a construcției la pămînt, pe cînd la *metoda activă* se introduce un curent continuu exterior pentru grăbirea uscării.

*) S-au folosit electrozi mobili de cupru S = 12,5 cm² cu mîner izolat confecționați în laborator.

la cîte o priză de pămînt (tub de zinc $\varnothing$ 2″, $l = 200$ mm), creîndu-se astfel pila electrică Cu-Zn ; acest moment s-a considerat ca începutul procesului de uscare. Datele din tabela 2 demonstrează reducerea umidității prin creșterea rezistenței specifice liniare (ρ) ; urmărind mărimea ρ pe înălțime și în timp s-a constatat :

— La prizele 43, 33, 23 (la distanța de 10, 22, 32 cm de la suprafața apei) care se află pe aceeași verticală, umiditatea scade pe măsură ce crește rezistivitatea. De exemplu la 22.VII. 1964, cînd s-a aplicat metoda pasivă, rezistivitatea era : 5 000 ; 8 350 ; 14 600 Ω cm, adică avînd raportul 1/1,6/2,9. După 5 luni, rezistivitatea a ajuns la 14 200 ; 28 000 ; 109 000 Ω cm, adică a sporit cu 1/2,6/7,5. În timp, la priza 23 s-a înregistrat la intervale de aproximativ o lună (22.VI, 12.VIII, 24. IX și apoi la 19.XII) : = 14 600, 20 700, 41 750 și 109 000 Ω cm. Cu ușoare modificări, datorate efectului de margine etc., aproximativ aceleași variații s-au constatat și la celelalte prize.

Tabela 1

Tensiunea electrică (mV) măsurată în condiții și intervale de timp diferite (măsurători cu milivoltmetrul electronic Tesla)

Data măsurătorii	12.VI.964	19.VI.964	26.VI.964		26.VI.964		4.VII.964
Condițiile	Fără legătură la pămînt	Cu legătură la pămînt	(P) Pămîntul (−) masa zidul (+)				
nul 4′ cu			masă P, unit cu :		masă P, unit cu :		
elec-					I*	3,3	—
trod 1*)	8,20	8,30	1	18,0	II	1,14	6,0
2	8,00	8,00	2	18,0	III	0,50	15,0
3	7,40	7,9	3	17,8	IV	0,80	14,0
4	7,00	7,3	4	17,0	VI	—	14,0
					VIII	—	16,0
					IX	19,0	—
5	7,45	7,1	5	17,5	X	17,8	17,0
6	8,00	7,6	6	17,5	XI	20,0	—
7	8,20	7,9	7	17,5	XII	36,0	22,0

*) Vezi notațiile în fig. 1

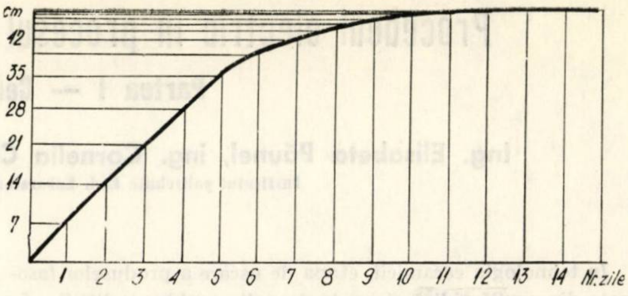


Fig. 3. Avansarea în timp a umidității în zidul experimental

b) APLICAREA PROCEDEULUI ELECTROOSMOTIC DE USCARE — METODA ACTIVĂ

La data de 5.I.1965 în circuitul electrozilor VI-VII și X-XI s-a aplicat o tensiune continuă de 60 volți, obținută printr-o instalație de redresare. Cu puntea s-au măsurat rezistențele electrice la aceleași prize ca și la metoda pasivă. Rezistențele specifice obținute sînt trecute în tabela 2. Se constată creșterea mai rapidă a rezistivității cu cît distanța de la suprafața sursei de apă este mai mare (de exemplu la priza 32 față de 42, sau la 31 față de 41). Unele variații se constată și pe orizontală, datorită efectului de margine etc.

La metoda activă a fost pus în evidență fenomenul de electroforeză, pentru că, după două zile de funcționare, apa din cuva de la baza machetei s-a colorat în roșu ca urmare a transportului de ioni de fier.

În viitor se vor urmări prin măsurători modificările tensiunii, urmînd să se dea noi date asupra procedeului și asupra fenomenelor care au loc.

Bibliografie

[1] Astratzaturov H.S., Bogdanov F.V. : *Elektroosmoticeskii metod osuschki zdanii pri komplexnom remonte* — Gorodskoe hozeaistvo Moskvi, nr. 7/1962, S. 40—41.

[2] Laszbo I. : *Uber der Elektroosmose im Wechselstrom Acta Phys.* Aug. (1959) nr. 1 S. 79—92 IDT 188. 351 Cl.Z. 5—37. 362, 621, 359, 2.

[3] Matveev B.V. : *Suska Sten metodom elektroosmosa*, Promîșlenaia Stroitelstvo, 12/1961.

[4] Moraru D. : *Aplicarea diferențelor de potențial electric natural și de la surse pentru îndepărtarea umezelii din construcții (electrodrenarea construcțiilor igrasioase)*. Rev. construcțiilor și a materialelor de construcții nr. 7/1963 ; p. 340—346.

[5] Moraru D. : *Îndepărtarea umezelii din construcții prin electrodrenare*, IDT 1964, multiplicat.

[6] Biczok J. și Lipcsay M. : *Uscarea pe cale electrică a pereților*. Magyar Epitöipar, nr. 4/1958, pag. 154—160.

Tabela 2

Uscarea prin electroosmoză. Rezistența specifică liniară (ρ) în ohmi × cm a zidului experimental

Priza	Metoda pasivă de uscare *)				Metoda activă de uscare **)			Curent continuu 60 volți***)	Întreruptă metoda activă, în continuare metoda pasivă	
	22.VII.964	12.VIII.964	24.IX.964	19.XII.1964	19.XII.964	15.I.1965	21.I.1965	1.II.1965	12.IV.1965	22.VI.1965
43—43	5 000	5 430	12 500	14 200	12 540	15 429	18 765	20 433	25 082	33 360
42—42	4 175	4 175	4 175	13 400	15 846	24 603	24 005	33 360	108 420	116 760
41—41	4 175	4 175	5 860	11 700	8 255	13 761	13 761	15 846	30 441	33 360
40—40	7 500	5 000	8 350	13 400	8 255	22 101	21 267	20 850	23 352	41 700
33—33	8 350	8 350	20 800	38 000	22 935	83 400	95 910	112 590	208 500	208 500
32—32	5 000	6 280	10 000	21 700	16 680	34 530	54 210	75 050	304 410	417 000
31—31	7 500	7 500	16 700	20 000	17 514	58 380	58 380	83 400	83 400	91 740
30—30	10 400	10 400	11 300	21 700	27 005	27 522	83 400	83 400	83 400	83 400
23—23	14 600	20 800	41 750	109 000	83 400	120 930	150 720	195 990	417 000	417 000
22—22	12 600	14 600	29 200	104 500	68 805	417 000	625 500	750 600	417 000	417 000
21—21	12 600	14 600	31 400	208 000	91 740	1 292 700	mare	2 189 250	417 000	625 500
20—20	12 600	14 600	27 100	83 800	125 100	283 560	166 800	187 650	417 000	417 000

$\rho = R\dfrac{S}{H}$ S = suprafața electrodului mobil = 12,5 cm^2
H = grosimea zidului = 30 cm.

*) Măsurătorile făcute cu ohmmetrul
**) Măsurătorile făcute cu puntea Metra
***) Rezultatele diferă la măsurătorile făcute cu puntea Metra față de cele cu ohmmetrul (19.XII. 1964).

Procedeul electric în procesul de uscare din industria ceramicii

Partea I — Cercetări de laborator

Ing. Elisabeta Păunel, ing. Cornelia Ciobanu, ing. Gh. Tacu, ing. N. Mateescu
Institutul politehnic Iaşi, Laboratoarele de materiale de construcţii şi fizică

În tehnologia ceramicii, etapa de uscare a produselor fasonate din argilă ridică şi azi încă multe probleme dificile. În consecinţă trebuie încă găsite procedee noi de uscare mai rapide, mai economice şi cu rebuturi minime.

Urmărind să stabilim dacă procedeul electric poate deveni aplicabil la etapa de uscare în fabricile de ceramică, am început o serie de experienţe în laborator, care ne-a permis să observăm comportarea şi modificările proprietăţilor masei de argilă fasonată, atunci cînd este pusă sub influenţa curentului electric.

Experimentările s-au făcut pe două categorii de argilă folosită în fabricile din oraşul Iaşi (tabela 1).

1. PROCEDEUL DE LUCRU ŞI REZULTATELE OBŢINUTE

S-au fasonat din pasta de argilă probe de 12×8×4 cm, care imediat s-au cîntărit şi s-au aşezat sub influenţa curentului electric, în diferite condiţii. S-au variat : forma, materialul, poziţia electrozilor, între care s-a aşezat proba, tensiunea (curent continuu, 20, 30, 40, 50, 60, 80, 110, 660 V şi curent alternativ 220 V), probele fiind în contact direct cu electrozii sau la distanţă de 2—3 mm, şi durata de acţiune a curentului electric.

Rezultatele, apreciate după cantitatea de apă evacuată în comparaţie cu probele martor şi după aspectul lor după uscare, sînt centralizate în tabela 1, iar în figura 1 sînt schiţate cîteva dintre sistemele de montare şi dintre formele de electrozi folosiţi.

Considerîndu-se că procesul de uscare poate fi grăbit prin introducerea unor substanţe care ar putea creşte conductibilitatea electrică, s-au experimentat probe de argilă cu adaos de Cu SO_4, în diferite proporţii, dizolvat în apa de amestecare. Aprecierea eficacităţii s-a făcut, şi în acest caz, după cantitatea de apă eliminată (tabela 2).

Cu SO_4 fiind un agent corosiv, am urmărit în paralel şi variaţia intensităţii procesului de coroziune pe care-l poate produce asupra maşinilor (fig. 2), în funcţie de concentraţie.

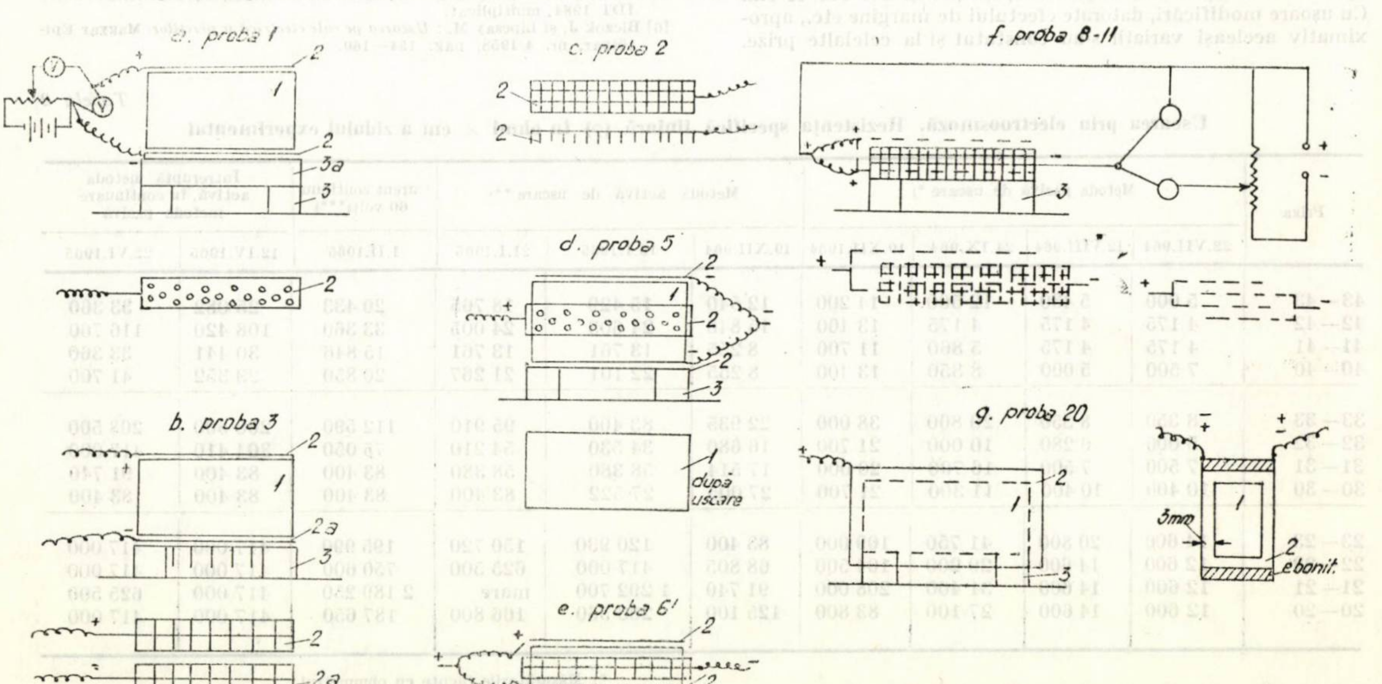
2. INTERPRETĂRI ŞI CONCLUZII

În industria ceramicii, uscarea produselor crude trebuie să aibă loc în aşa mod (oricare ar fi agentul de uscare), încît fabricatul să rezulte omogen, din punct de vedere chimic, mineralogic şi structural, pentru a se asigura aceleaşi proprietăţi fizice şi mecanice în întreaga masă, iar calitatea să fie corespunzătoare condiţiilor în vigoare.

Se ştie că procesul de uscare pe cale electrică a argilei este determinat, în mare măsură, de cantitatea şi, în special, de natura apei pe care o conţine, apa liberă fiind cea care reduce mult rezistivitatea masei de argilă, spre deosebire de cea strîns legată*), aici intervenind compoziţia mineralo-

Fig. 1. Sisteme de montare, tipuri de electrozi

1 — epruvetă argilă 16×8×4 cm ; *2* — electrozi ; *3* — suport ceramic ; *3a* —placă de grafit absorbantă a apei şi care conduce curentul



---

*) Bally R.J. Metode electrice de îmbunătăţire a pămînturilor în lucrările de construcţii. Ed. Academiei R.P.R. — 1957.

Condițiile în care a acționat curentul electric asupra probelor de argilă; rezultatele obținute (s-a lucrat cu argilă de la Bucium-Iași). Compoziție: 1 kg argilă + 300 cm³ apă

Nr. marcare m = martor	Cantit. de apă evacuată %		Tensiunea curentului V	Intensitatea curentului A	Temperat. interiorul probei	Durata uscării ore	Caracteristicile electrozilor	Modul de aranjare a electrozilor
1	16,4		60	0,2 – 0,05	18 – 25°	7	+ și – cîte o placă din Cu perforate	Epruveta pe cant + pe fața de sus; – pe fața de jos (fig. 1 a)
1 m		9	—	—	18 – 19°			
3	La - proba deterior.		60	0,16 – 0,06	20 – 25°	7	+ rețea din oțel zincat	Epruveta pe cant + pe fața de sus; – pe fața de jos, cu dinții spre ext. (fig. 1 b)
3 m		—	—	—	20°	7	– rețea cu dinți	
2	22		60	0,2 – 0,4	—	6	+ și – sistem pieptene (dinții mai deși ca la pr. 3 din fig. 1 b).	
2 m		12	—	—	—	6		
5	34	—	80	0,6	22° – 40°	7	Electrozii din cîte 2 piese paralele	Epruveta pe cant – pe fața de sus și de jos (fig. 1 d)
5 m			—	—	20°	7	+ plăci zinc perforate; – plăci Cu perforate	
6	31		40	2 – 1,8	25 – 55°	1,5	Electrozii așezați ca la pr. 5 + două plăci Al – două plăci Cu perforate	Idem
6 m		2,3	—	—	20°	1,5		
6′	31		40	2 – 1 – 0,4	23′ – 45°	1,5	Electrozii ca la pr. 5 + două plăci Al neperf.; – două rețele oțel zinc.	Epruveta pe lat +pe fața de sus și de jos; – lateral (fig. 1 e)
fără m		—	—	—	—	—		
7	22		40 – 20	2,5 – 1,5 – 0,5	26 – 42°	3	Electrozii ca la pr. 5. + și – plasă sîrmă cu ochiuri de 2 mm	Epruveta pe lat – pe fața de sus și de jos, + lateral
7 m		—	—	—	20,5°	3		
8	41		20	0,8 – 1,5 – 0,8	23 – 40°	4		Idem cu pr. 6 (fig. 1 f.) dar în decalaj
8 m		4,2	—	—	19 – 20°	4	Idem	
9	21,4		20	0,6 – 0,7	22° – 30°	4,5		Epruveta pe cant + pe fața de sus și de jos; – lateral
9 m		6	—	—	19 – 20°	4,5	Idem	
10	30		40	1 – 0,2	22 – 38°	5	Idem (dar a crescut voltajul față de preced.)	Idem
10 m		5	—		19 – 20°			
11	31		40	0,4 – 0,7	22 – 29°	6	Electrozii ca la pr. 5 dar din plasă de sîrmă ochiuri de 5 mm.	Epruveta pe lat + pe fața de sus și de jos – lateral
11 m		4,5	—	—	19 – 20°	6		
12 *)	22		40	0,2 – 0,9 – 0,2	22 – 27°	5	Idem	Idem
12 m *)		5	—	—	19°	5	Între epruvetă și electrodul negat. – hîrtie de filtru umezită.	
13	45		50	0,9 – 0,8 – 0,3	23 – 42°	5	Idem	Idem
13 m		7	—	—	19 – 20°	5	Între epruvetă și electrodul negat – pîslă umezită	
14	13		50	0,2 – 0,3	—	4	Idem, dar polii inversați; la – hîrtie de filtru	Idem
15	58		40	1,1 – 0,2	23 – 32°	5	Idem cu pr. 13, numai că s-au presat mai puternic electrozii.	Idem
30	12		30	0,2	—	11	Alternarea polilor din 15′ în 15′	

*) În prealabil la uscarea în aer liber și-a pierdut 16% apă.

Tabela 2

Influența adaosului de $CuSO_4$ asupra uscării argilei fasonate sub acțiunea curentului electric *)

Nr. marcare m = martor	Cariera de argilă	Compoziția amestecului	Apa evacuată %	Tensiunea V	Intensitatea curentului A	Temp. în probă	Durata uscării ore
31	Bucium Iași	1 kg argilă	22,7	30	0,3–0,6	—	8
31 m		300 cm³ apă	12,5	—	—	19–20°	8
32		idem + 15 gr. (5 %)	23,0	30	0,35–0,65–0,3	17–30°	9
32 m		$CuSO_4$	10,8	—	—	17–19°	9
33		idem + 30 gr. (10 %)	23,7	30	0,3–0,5–0,2	20–40°	9
33 m		$CuSO_4$	11,1	—	—	17–19°	9
34		idem + 45 gr. (15 %)	26,2	30	0,6–0,3	20–41°	8
34 m		$CuSO_4$	13,3	—	—	19–20°	8
35		idem + 60 gr. (20 %)	31,8	30	0,3–0,45–0,3	20–41°	8
35 m		$CuSO_4$	15,5	—	—	19–20°	8
36		idem + 75 gr. (25 %)	34,0	30	0,3–0,45–0,3	20–41°	10,5
36 m		$CuSO_4$	16,0	—	—	19–20°	10,5
37		idem + 90 gr. (30 %)	48,0	30	0,4–0,65–0,4	19–42°	9
37 m		$CuSO_4$	15,0	—	—	18–20°	9
38***)		idem + 30 gr. (10 %) $CuSO_4$	57,0	30	2,1–2,7–0,2	22–50°	4,5
39***)			59,0	40	1,1–1–0,3	20–40°	5,5
40		idem + 15 gr. (5 %)	44,0	**) 30–20	1,8–0,9	—	10
40 m	Holboca Iași	$CuSO_4$	7,0	—	—	19–20°	10
41		idem	45,0	20	18,–0,9	—	10
41 m			7,5	—	—	19–20°	10
46		idem + 75 gr. (25 %)	71,0	20	0,9–0,95	—	9,5
46 m		$CuSO_4$	7,0	—	—	19–20°	9,5
51		idem	71,5	20	1–0,9	—	9,5
51 m			7,2	—	—	19–20°	9,5

*) Caracteristicile electrozilor și modul de aranjare ca în fig. 1. f.

**) La 30 V. evacuarea apei se face prea rapid.

***) Electrozii au fost strîns fixați pe fețele probelor.

Tabela 3

Caracteristicile argilelor cu care s-a lucrat

Argila-cariera	Culoarea	Tip argilă d. granul	Plastic (Pfeferk)	PC	SiO_2	$Al_2O_3 + Fe_2O_3$	CaO	MgO
Bucium-Iași	galbenă	argilă prăfoasă	30,6	13,74	59,87	17,24	3,20	3,65
Holboca Iași	gri	argilă grasă	37,3	7,57	52,72	21,85	5,82	3,30

gică și structura, ambele diferite după tipul de argilă (caolinitică, montmorillonitică etc.), ca și fenomenul de adsorbție selectivă cu schimb de ioni, toate bine cunoscute azi *).

Ca urmare a fenomenelor de electroliză, electroosmoză, transport de ioni de Al, desprinși din particula de argilă, detașări de ioni chiar din masa electrozilor ca și a unor serii de reacții chimice, diferite în zona anodului față de zona catodului, toate amplu prezentate în lucrări de specialitate*, rezultă că masa de argilă fasonată, cuprinsă între cei doi electrozi așezați în mod obișnuit, treptat în timp, în funcție de caracteristicile curentului electric (voltaj, amperaj) își va modifica neuniform structura și compoziția, iar apa deplasată spre catod va provoca o umflare a masei în zona catodică, în timp ce zona anodică se va usca și va suferi o contractare. O astfel de uscare neuniformă, constatată în încercările noastre preliminarii, nu poate fi admisă în industria ceramicii.

---

*) Solacolu Șerban. Chimia fizică a silicaților tehnici. București 1957.

În consecință, în experimentările efectuate, am urmărit să vedem în ce măsură putem realiza o structură omogenă a masei prin uscarea electrică sau măcar o anumită simetrie în noua structură, care să nu dezavantajeze calitatea produsului final și totodată să găsim calea pentru a evacua apa din zona catodică în măsura în care ea vine. În acest scop, s-au făcut o serie de încercări :

— Pentru ca zona de sub influența catodului, unde se colectează apa, s-o scoatem în afara masei de argilă, între probă și catod s-au intercalat straturi poroase, de grosimi diferite, bune conducătoare de electricitate (exemplu bare de grafit, praf de cărbune, plăci de ceramică etc.), toate umezite în prealabil (fig. 1 a, tabela 1).

— Pentru a se grăbi evacuarea apei din zona catodică a probei, între catod și fața probei s-a intercalat o foaie absorbantă, de exemplu hîrtie de filtru sau un strat de pîslă, ambele umezite, care s-a constatat că preiau repede apa deplasată în zona catodică. Tot în acest scop, s-a experimentat și catodul sistem pieptene, cu dinți dispuși spre exterior pentru dirijarea apei în afara catodului (fig. 1 b, tabela 1).

Așezarea electrozilor (inclusiv a stratului intercalat de hîrtie de filtru ori pîslă) cu un decalaj față de probă, a grăbit favorabil evacuarea apei de la catod prin acțiunea gravitației (fig. 1 f, tabela 1).

— În contra neuniformității, care se realizează în masa de argilă uscată prin intermediul curentului electric, s-a căutat să se modifice distribuirea zonelor (zona anodică, catodică și intermediară) prin crearea unei simetrii care să avantajeze calitatea produsului ; aceasta s-a realizat trecîndu-se la sistemul de electrozi din cîte două piese dispuse pe fețele diametral opuse (fig. 1 d, e, f, tabela 1). Sistemul de aranjare prezentat în figura 1 f, cu electrozii din țesături de sîrmă de 5 mm ochiul, cu hîrtie de filtru ori pîslă intercalată și așezați în decalaj, a dat rezultatele cele mai bune în ceea ce privește cantitatea de apă eliminată, cît și aspectul probei uscate (nedeformată, în ruptură nestratificată).

Tot în scopul uniformizării structurii am încercat schimbarea polarității electrozilor din 15 în 15 minute ; în acest caz însă nu s-au obținut rezultate pozitive (tabela 1).

S-a mai urmărit influența dimensiunilor și a formei electrozilor (tablă perforată, împletituri din sîrmă, bare, electrozi sistem pieptene, cutii perforate care constituie catodul, iar capacul fiind anod etc.), a materialului din care sînt executați (Cu, Al, Zn, oțel, alamă), a poziției și a contactului cu materialul de uscat (tabela 1, fig. 1)*).

Tensiunea a influențat evident asupra intensității de deplasare a apei ; prin creșterea tensiunii și montare corectă, crește intensitatea curentului și deci cantitatea de apă evacuată. S-a constatat că o tensiune prea mare favorizează apariția fisurilor prin faptul că evacuarea apei se face prea brutal. După experimentările preliminarii ne-am oprit la tensiunea de lucru între 20 și 30 V. Pe măsura în care proba se usucă, s-a constatat că intensitatea curentului scade (tabela 1).

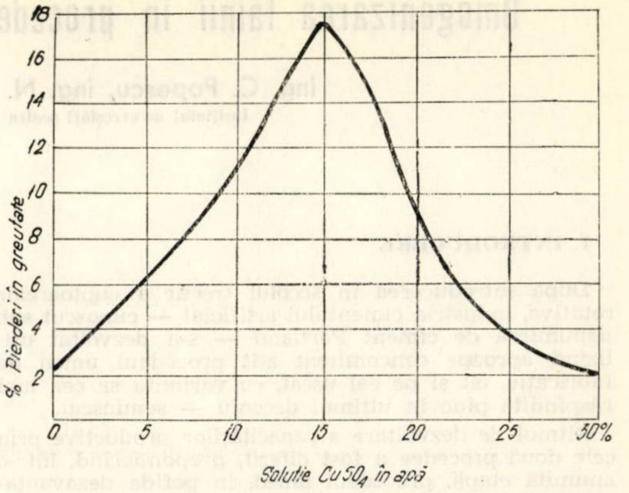


Fig. 2. Pierderi în urma coroziunii oțelului supus acțiunii soluției de $CuSO_4$ timp de 3 luni

La rezistența pe care o opun diferitele tipuri de argilă la trecerea curentului electric, efectul Joule Lenz apare evident. Temperatura care se realizează (tabela 1) contribuie și ea desigur la eliminarea unei cantități de apă prin evaporare.

Influența adaosului de $Cu\ SO_4$ (tabela 2) s-a resimțit de la proporția de 20 % $Cu\ SO_4$ pentru ca la un adaos de 30 %, prin trecerea curentului electric timp de 9 ore, să se elimine circa 50 % din apă (proba martor a pierdut numai 15 % apă).

Coroziunea accentuată produsă de $CuSO_4$ asupra oțelului (fig. 2) ar reprezenta o frînă în utilizarea acestui adaos în industria ceramicii.

Am urmărit în mică măsură influența naturii argilei, căci în afară de argila de Bucium-Iași, cu care am efectuat majoritatea probelor, numai cîteva încercări s-au făcut pe argila de la Holboca-Iași, care se diferențiază mult de precedenta (tabela 3).

Rezultatele cuprinse în tabela 3 permit totuși să se remarce influența pe care o are natura argilei asupra procesului de uscare pe cale electrică.

3. CONCLUZII

a) Aplicîndu-se procedeul electric de uscare a argilei fasonate, s-a ajuns ca după 9 ore de uscare să se elimine pînă la 71 % apă din argila de la Holboca-Iași cu adaos de $CuSO_4$ și pînă la 59 % apă din argila de la Bucium-Iași, iar la probele martor s-a eliminat 7 % apă din argila Holboca și 11 % din cea de la Bucium (tabela 2).

b) Stratificația și neuniformitatea structurală pot fi reduse dacă forma și dimensiunile electrozilor sînt bine alese, iar montarea lor judicios făcută (fig. 1, tabela 1).

c) Adaosul de $CuSO_4$ a crescut conductibilitatea electrică a masei de argilă, grăbindu-se astfel deplasarea apei (tabela 2) ; s-a creat însă un mediu puternic agresiv (fig. 2).

d) Continuarea experiențelor poate să ducă la rezultate care să permită trecerea la experimentări pe scară industrială, în cazul cînd și calculul economic va fi în favoarea acestui procedeu.

---

*) Trebuie atenție la montare spre a se asigura contactul uniform, pe toată suprafața, între electrozi și probă, evitîndu-se strîngerea excesivă cu clemele, căci se favorizează apariția fisurilor în timpul uscării.

Omogenizarea făinii în procedeul uscat de fabricaţie a cimentului

Ing. C. Popescu, ing. N. Theodorescu, ing. N. Dogeanu
Institutul de cercetări pentru materiale şi prefabricate de construcţii

1. INTRODUCERE

După introducerea în secolul trecut a cuptoarelor rotative, industria cimentului artificial — cunoscut sub denumirea de ciment Portland — s-a dezvoltat utilizînd aproape concomitent atît procedeul umed de fabricaţie, cît şi pe cel uscat, cu varianta sa cea mai răspîndită pînă în ultimul deceniu — semiuscat.

Ritmul de dezvoltare a capacităţilor productive prin cele două procedee a fost diferit, preponderînd, într-o anumită etapă, procedeul umed, în pofida dezavantajului virtual al acestuia în ceea ce priveşte consumul specific sporit de combustibil pentru evaporarea apei adăugate la măcinarea materiilor prime, favorizat fiind de următoarele cauze principale :

— tehnica construcţiei cuptoarelor, specifice procedeului uscat, a evoluat în timp mai lent, astfel încît, în condiţii comparabile de dificultate în exploatare, nu s-a asigurat valorificarea substanţială a posibilităţii procedeului de a realiza un consum specific de combustibil mai redus ;

— posibilitatea unei mai bune omogenizări a pastei de materii prime, avînd ca rezultat obţinerea unui clincher de calitate superioară şi mai constantă.

Progresele realizate în ultimele decenii în construcţia cuptorului Lepol — pentru procedeul semiuscat şi, mai ales, crearea schimbătoarelor de căldură în suspensie — pentru procedeul uscat propriu-zis — au eliminat prima piedică din calea extinderii procedeului şi consecinţa este creşterea continuă a numărului şi capacităţii unitare de producţie a cuptoarelor de acest tip, date în funcţiune în ultimii ani şi în curs de construcţie.

Se poate afirma că, în prezent, procedeul uscat de fabricaţie dispune de sisteme de omogenizare care permit obţinerea unui grad de omogenitate comparabil cu cel ce se realizează în procedeul umed, astfel încît această fază a procesului tehnologic nu mai constituie obiect de concurenţă între procedee.

2. SISTEMELE DE OMOGENIZARE ALE PROCEDEULUI USCAT DE FABRICAŢIE

2.1. **Clasificarea.** După principiul folosit, instalaţiile de omogenizare a făinii uscate se clasifică în două grupe principale :

— instalaţii de omogenizare prin vehiculare ;

— instalaţii de omogenizare prin agitare pneumatică.

S-au executat şi instalaţii care îmbină ambele procedee, ultimul constituind stadiul final.

În ultimul timp, în unele fabrici noi de ciment, s-a introdus preomogenizarea materiilor prime concasate ; această operaţie se execută în halde sau hale în care materiile prime, în proporţiile necesare, sînt depozitate în straturi sau amestecate prin manipulări succesive şi prelevate apoi cu utilaje adecvate pentru a fi transportate la secţia de măcinare. Omogenizarea propriu-zisă se produce în timpul măcinării, nefiind exclusă şi folosirea ulterioară a unei instalaţii de omogenizare a făinii. Mai trebuie menţionat aportul adus, la ridicarea calităţii omogenizării, de utilizarea dozatoarelor gravimetrice la alimentarea morilor.

Instalaţiile din această ultimă categorie — care acţionează asupra materialelor granulare — nu sînt, principial, specifice procedeului uscat.

În cele ce urmează se vor prezenta succint instalaţiile de omogenizare a materiilor prime în stare pulverulentă şi cercetările efectuate în sectorul de cercetări al I.P.C.M.C. privind omogenizarea făinii uscate prin agitare pneumatică şi posibilitatea aplicării acestui procedeu la unele materii prime indigene pentru ciment.

2.2. **Instalaţii de omogenizare prin vehiculare.** Vehicularea a fost primul procedeu de omogenizare utilizat în fabricile care lucrează prin procedeul uscat şi continuă să fie folosit în numeroase instalaţii mai vechi.

Amestecul componenţilor se face exclusiv prin mijloace mecanice cum sînt extractoarele, transportoarele elicoidale, rigolele pneumatice, elevatoarele cu cupe şi — eventual — agitatoarele.

La baza omogenizării prin vehiculare au stat două faze principale :

a) trecerea simultană într-un siloz comun a conţinutului mai multor silozuri conţinînd făină cu dozaj cunoscut ;

b) extragerea materialului simultan dintr-un număr de silozuri, trimiterea unei părţi spre cuptoare şi returnarea restului de făină, care se amestecă cu făina proaspăt venită de la mori în silozuri.

Omogenizarea prin vehiculare utilizează îndeosebi aşa numitul „efect de pîlnie" :

— în timpul descărcării unui siloz se formează un con cu vîrful în jos (către golire), rămînînd liniştite straturile din apropierea pereţilor silozului ;

— în pîlnie se amestecă diversele straturi care au fost anterior depozitate, rezultînd un prim grad de omogenizare.

Omogenizarea prin vehiculare necesită un minim de două silozuri (fig 1), care trebuie să fie alternativ în fazele de încărcare şi descărcare.

Omogenizarea ce rezultă în felul acesta este destul de slabă. În timp, pe parcursul dezvoltării instalaţiilor de omogenizare prin vehiculare, numărul silozurilor a crescut mereu, fiind posibile combinaţii variate de umplere şi golire.

Astfel, s-a ajuns ca fabrica „Lehigh Portland Cement Co" din Mitchell — Indiana (S.U.A.) să posede pentru omogenizare o baterie de 18 silozuri de amestec şi 8 silozuri de reamestec (fig 2).

La această fabrică, făina de la mori este trimisă simultan la unul sau la mai multe din cele 18 silozuri de amestec, construite din beton armat. Ea se extrage apoi dintr-un grup de silozuri de amestec simultan şi se dirijează către grupul de 8 silozuri de reamestec, dintre care, în mod obişnuit, patru sînt în umplere şi patru sînt în descărcare, făina fiind trimisă la cuptoare.

Combinaţiile care se pot stabili sînt multe şi variate, bazîndu-se toate pe un transport continuu al făinii, recircularea ei avînd drept scop obţinerea unei cantităţi mari de făină cît mai omogenă şi cu un titru conform prescripţiilor laboratorului fabricii.

2.3. **Instalaţii de omogenizare prin agitare pneumatică a făinii.** Primele instalaţii de omogenizare prin agitare pneumatică a făinii au apărut în industria cimentului la sfîrşitul celui de al treilea deceniu al secolului nostru.

După Nielsen, prima instalaţie de omogenizare Flux ar fi fost executată în 1926. Acesta era un procedeu combinat de amestecare mecanică şi pneumatică, el făcînd trecerea de la instalaţiile pur mecanice la cele de omogenizare prin agitare pneumatică.

Voos şi Blatton consideră firma Polysius ca fiind printre primele care au utilizat, în industria de ciment, în 1934, omogenizarea prin agitare pneumatică.

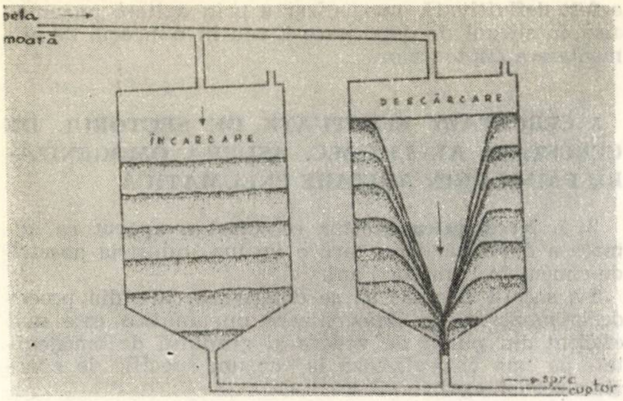


Fig. 1. Cea mai simplă instalație de omogenizare prin vehiculare

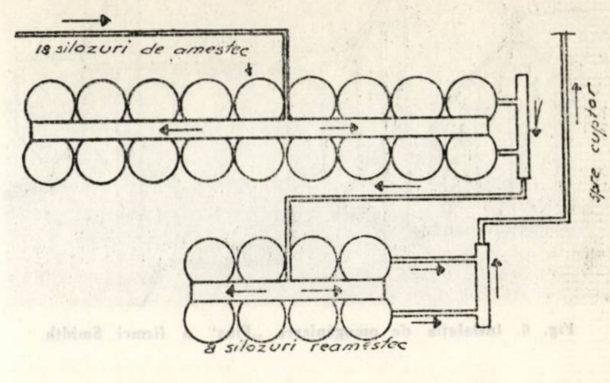


Fig. 2. Instalația de omogenizare a fabricii „Lehigh Portland Cement Co" din Mitchell, Indiana, S.U.A.

Acest procedeu se bazează pe faptul că aerul activează — în prima fază — ca mediu dispersant pulberea de făină crudă, în același mod ca apa, în cazul pastelor procedeului umed.

Trecînd printr-un mediu poros, aerul se distribuie în mai multe canale, pătrunde între granulele pe care le întîlnește și le îndepărtează, fluidizînd materialul după care — crescînd debitul de aer insuflat — urmează procesul de agitare.

După anul 1950, omogenizarea pneumatică, a luat o deosebită dezvoltare, datorită perfecționărilor aduse noilor instalații.

În cele ce urmează se vor descrie trei din cele mai cunoscute instalații de acest fel.

2. 3. 1. **Instalația de omogenizare pneumatică Fuller-Claudius Peters** (procedeul sferturilor). Instalația de omogenizare pneumatică Fuller este alcătuită din silozuri avînd înălțimea de umplere egală cu diametrul.

Fundul fiecărui siloz este pardosit, pe toată suprafața, cu casete de aerare cu plăci poroase : denumirea de procedeu al „sferturilor" se datorește faptului că, prin modul cum sînt racordate casetele la sursa de aer, acestea formează patru sectoare circulare egale.

Alimentarea cu aer se face prin intermediul unui distribuitor care asigură introducerea a 75% din debitul total de aer la o presiune mai mare într-un „sfert" — numit activ — în timp ce în celelalte trei se introduce restul de 25%, la o presiune mai redusă.

Un mecanism adecvat face ca succesiv, la intervale de timp stabilite, fiecare sfert să devină activ în decursul unui ciclu de aerare ; ca urmare a aerării intensive a materialului de deasupra sfertului activ, acesta este puternic afînat, se umflă, se ridică în sus și curge peste materialul din sferturile inactive.

Durata unui ciclu este de aproximativ o oră, la sfîrșitul căreia omogenizarea este terminată.

Silozurile de omogenizare sînt așezate deasupra celor de depozitare, din următoarele considerente :

— ocupă o suprafață de teren redusă ;

— prețul construcției este mai redus decît în cazul construirii silozurilor de omogenizare alături de cele de depozitare ;

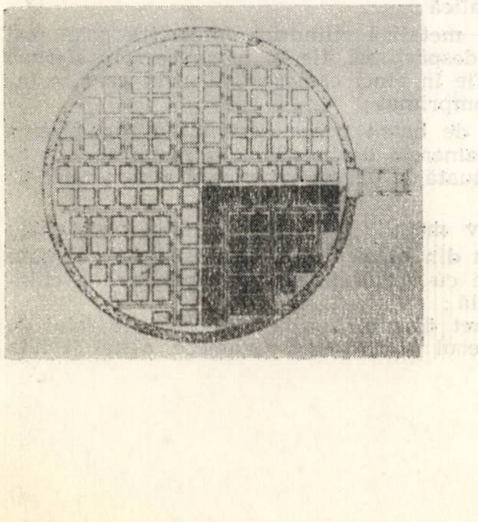
— se realizează o reducere a consumului de energie electrică prin lipsa necesității transportului materialului omogenizat din silozul de omogenizare în cel de depozitare.

Gradul de omogenitate, caracterizat prin dispersia conținutului $CaCO_3$ pe probele prelevate din siloz după omogenizare, este de ± 0,2%, iar consumul specific de energie electrică pentru omogenizare este de 0,2 — 0,4 kWh/t.

2.3.2. **Instalația de omogenizare pneumatică VEB-Dessau (Procedeul cu fîșii sau benzi de aerare)**. Procedeul de omogenizare în fîșii se caracterizează prin împărțirea fundului silozului, prevăzut cu casete de aerare, în cinci fîșii (fig. 4) astfel că trei din ele (1, 3 și 5), respectiv (2 și 4) formează cîte o grupă de fîșii, fiecare grupă cuprinzînd aproximativ 50% din suprafața de aerare.

Aceste două grupe de fîșii sînt alimentate cu aer alternativ, astfel încît jumătate din suprafață este permanent în funcțiune.

Fig. 3. Împărțirea fundului silozului în casete de aerare la instalația de omogenizare tip „sferturi" (Fuller-Claudius Peters)



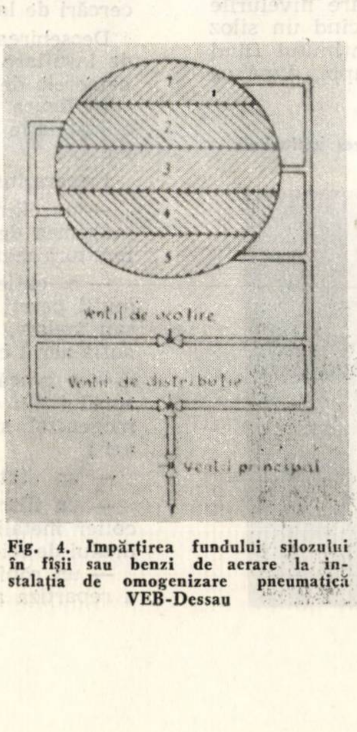
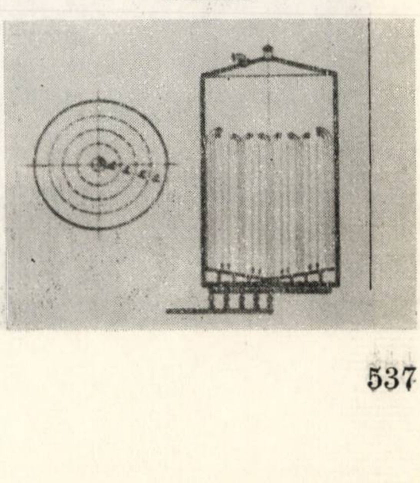


Fig. 4. Împărțirea fundului silozului în fîșii sau benzi de aerare la instalația de omogenizare pneumatică VEB-Dessau

Fig. 5 Instalația de omogenizare cu camere inelare „Geiser" a firmei Klinger din Wiesbaden



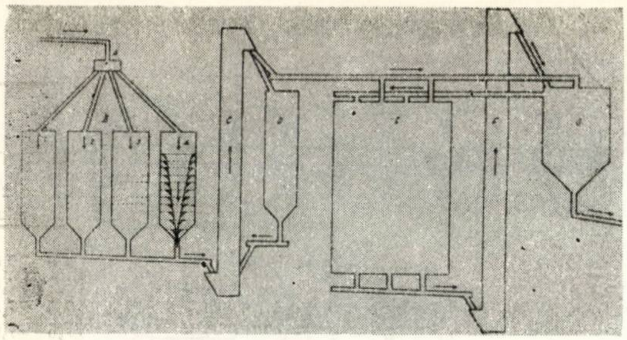


Fig. 6. Instalaţia de omogenizare „Flux" a firmei Smidth

Comutarea grupurilor de fîşii are loc automat la intervale de timp reglabile. Durata poate fi variată în funcţie de experienţa dobîndită, după mărimea şi conţinutul silozului.

La acest procedeu nu se întrebuinţează presiuni diferite.

2.3.3. **Instalaţia de omogenizare „Geiser" a firmei Klinger din Wiesbaden (Procedeul cu camere inelare).** Acest procedeu se caracterizează prin aceea că împărţirea suprafeţei aerate a fundului silozului se face în cinci camere inelare concentrice (fig. 5).

Ca şi la procedeul Fuller, insuflarea aerului în camere se face cu presiuni diferite.

În felul acesta, numai o parte a suprafeţei de afînare este alimentată totdeauna cu aer cu presiune înaltă, într-o anumită ordine, restul fiind alimentată cu aer cu presiune joasă.

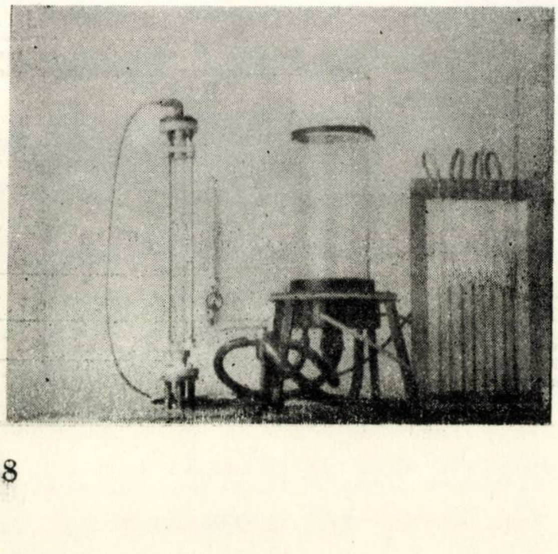
Mai întîi, se introduce aer în secţiunea centrală cu 1,5 atm, reducîndu-se ulterior la 0,4 atm, după care se conectează în continuare celelalte secţiuni, astfel încît întreg conţinutul silozului să fie fluidizat.

După aceea se aerează cu presiune ridicată camerele *a*, *c* şi *e* şi cu presiune redusă *b* şi *d*. După un anumit timp, se insuflă aer cu presiune ridicată în camerele *b* şi *d* şi cu presiune redusă în camerele *a*, *c* şi *e*.

2.4. **Instalaţii mixte de omogenizare a făinii.** Instalaţia „Flux" — citată anterior — realizată de firma Smidth, îmbină cele două procedee de omogenizare a făinii, vehiculare şi agitare pneumatică (fig. 6).

Un grup B de patru silozuri serveşte la prima treaptă de omogenizare, care se execută prin vehiculare. Făina care soseşte de la mori este distribuită concomitent în toate cele patru silozuri, în care nivelurile sînt decalate cu cîte 1/4 din înălţime ; cînd un siloz se umple, se face golirea sa rapidă, conţinutul fiind trecut în omogenizatorul pneumatic D, apoi, după ce a fost definitivată omogenizarea prin agitare pneumatică, în silozul de depozitare E sau în buncărul de alimentare a cuptoarelor.

Fig. 7. Instalaţia de laborator pentru determinarea aptitudinii la omogenizare pneumatică



3. CERCETĂRI EFECTUATE DE SECTORUL DE CERCETĂRI AL I.P.C.M.C. ASUPRA OMOGENIZĂRII FĂINII PRIN AGITARE PNEUMATICĂ

3. 1. **Necesitatea** acestor cercetări a apărut ca urmare a dezvoltării pe care o va lua industria noastră de ciment în următorii ani.

S-a socotit necesar să se determine care din procedeele moderne de omogenizare pneumatică este mai eficient din punct de vedere al gradului de omogenitate pe care îl realizează la consum specific de energie electrică egal.

Pentru aceasta a fost necesară stabilirea unei metode şi a unei instalaţii de laborator, pentru determinarea aptitudinii la omogenizare pneumatică a făinilor, cu ajutorul cărora să fie studiate materiile prime ale viitoarelor fabrici de ciment şi cele ale unora dintre fabricile existente, care lucrează prin procedeul umed, la care sînt în curs de efectuare studii asupra posibilităţii trecerii lor la procedeul uscat.

3. 2. **Obiectivele cercetărilor.** După scopurile urmărite, încercările efectuate se grupează astfel :

a) determinări comparative, efectuate pe trei instalaţii de laborator diferite, în scopul ierarhizării lor în funcţie de calitatea omogenizării realizate ;

b) determinarea influenţei fineţii de măcinare şi a umidităţii făinii asupra omogenizării pneumatice ;

c) determinarea influenţei măcinării separate sau împreună a componenţilor făinii ;

d) cercetarea comportării la omogenizare pneumatică uscată a diverselor materiale ca :

amestec calcar + ghips
amestec calcar + tras
amestec calcar + cenuşă de pirită
amestec făină + ghips
amestec făină + cenuşă de pirită
amestec făină Bicaz
amestec făină Medgidia
amestec făină Fieni.

3. 3. **Instalaţiile utilizate.** Întrucît pînă acum nu există încă aparatură normalizată pentru astfel de determinări, asupra aptitudinii la omogenizare pneumatică, în cadrul sectorului cercetări I.P.C.M.C. s-au proiectat şi executat trei instalaţii model pentru încercări de laborator.

Deosebirea dintre cele trei instalaţii constă în modul de insuflare a aerului şi de felul în care sînt dispuse camerele de aer (sferturi, fîşii, camere inelare).

În figura 7 se poate vedea cum arată în ansamblu o instalaţie de laborator, pentru omogenizarea pneumatică.

Fiecare instalaţie se compune din :

— un cilindru de sticlă cu diametrul de 200 mm şi înălţimea de 600 mm, fixat la partea inferioară într-o montură metalică ;

— o cutie metalică cilindrică împărţită prin mai mulţi pereţi despărţitori, fie în patru camere sferturi sau inelare, fie în cinci camere fîşii, prin care se insuflă aerul comprimat ;

— o placă de beton poros, servind la repartizarea aerului din camerele de insuflare în materialul de omogenizat, situată la partea superioară a camerelor de aer ;

— un stativ metalic pentru susţinerea instalaţiei :

— un filtru din pînză deasă, fixat cu ajutorul unui colier metalic cu şurub la partea superioară a cilindrului de sticlă ;

— un robinet distribuitor de aer, care are rolul de a repartiza aerul în fiecare din camere, astfel încît la

Tabela 1

Experimentări comparative efectuate cu macheta cu camere de insuflare sferturi de cerc

	Făină Brașov $CaCO_3$ %						Făină Tg. Jiu $CaCO_3$ %						Făină din calcar și argilă C. Lung $CaCO_3$ %					
	I			II			I			II			I			II		
	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min	2 min.	4 min.	12 min.
	76,2	76,2	76,2	76,0	76,0	76,0	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7	77,8	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6
	76,2	76,1	76,0	76,1	76,1	76,1	76,6	76,6	76,9	76,4	76,6	76,8	77,6	77,5	77,5	77,7	77,7	77,6
	76,2	76,2	76,1	76,0	76,1	76,1	76,4	76,6	76,7	76,5	76,7	76,7	77,3	77,6	77,6	77,4	77,5	77,5
	76,1	76,1	76,2	76,3	76,2	76,2	76,8	76,6	76,7	76,6	76,5	76,7	77,5	77,6	77,6	77,7	77,5	77,6
	76,1	76,0	76,1	76,0	75,9	76,2	76,5	76,8	76,6	76,8	76,6	76,6	77,3	77,5	77,7	77,4	77,6	77,5
	76,1	75,9	76,2	75,9	76,2	76,0	76,7	76,7	76,7	76,9	76,8	76,7	77,4	77,5	77,6	77,5	77,7	77,7
	76,1	76,1	76,0	76,2	76,2	76,0	76,8	76,5	76,8	76,8	76,8	76,8	77,5	77,7	77,5	77,6	77,6	77,6
	76,2	76,2	76,0	76,0	76,0	76,1	76,7	76,7	76,7	76,5	76,8	76,6	77,6	77,8	77,7	77,8	77,8	77,6
	75,8	76,0	76,1	76,3	76,1	76,1	76,7	76,6	76,7	76,6	76,7	76,6	77,6	77,6	77,6	77,7	77,6	77,7
Valoarea medie	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,6	76,6	76,7	76,6	76,7	76,7	77,5	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6
Împrăştierea	0,4	0,3	0,2	0,4	0,3	0,2	0,4	0,3	0,2	0,5	0,3	0,2	0,5	0,3	0,2	0,4	0,3	0,2
Abaterea medie	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 2

Experimentări comparative efectuate cu macheta cu camere de insuflare fîşii

	Făină Brașov CO_3Ca %						Făină Tg. Jiu Co_3Ca %						Făină din calcar și argilă C. Lung CO_3Ca %					
	I			II			I			II			I			II		
	2 min	4 min	12 min	2 min	4 min	12 min	2 min	4 min	12 min	2 min	4 min	12 min	2 min	4 min	12 min	2 min	4 min	12 min
	76,2	76,0	76,1	76,0	76,2	76,1	77,4	77,6	77,6	77,5	77,6	77,5	76,7	76,6	76,7	76,7	76,8	76,7
	76,2	76,2	76,1	75,8	76,1	76,1	77,5	77,5	77,5	77,6	77,4	77,6	76,7	76,5	76,7	76,7	76,8	76,7
	76,0	76,1	76,1	76,1	76,2	76,2	77,7	77,5	77,6	77,7	77,6	77,0	76,5	76,7	76,6	76,4	76,6	76,5
	76,1	76,1	76,2	76,2	75,9	76,0	77,6	77,5	77,6	77,6	77,6	77,6	76,4	76,8	76,7	76,7	76,7	76,8
	75,9	76,2	76,0	76,1	76,0	76,1	77,7	77,6	77,7	77,4	77,7	77 5	76,6	76,7	76,8	76,5	76,6	76,7
	76,2	76,2	76,1	76,1	76,1	76,2	77,4	77,7	77,6	77,6	77,5	77,6	76,5	76,7	76,7	76,8	76,7	76,7
	76,0	76,1	76,0	76,2	76,1	76,0	77,8	77,6	77,7	77,6	77,6	77,7	76,8	76,6	76,8	76,6	76,5	76,8
	76,0	76,2	76,2	76,3	76,2	76,0	77,6	77,5	77,7	77,9	77,7	77,6	76,8	76,6	76,8	76,5	76,7	76,6
	76,3	76 0	76,2	76,0	76,1	76,1	77,7	77,6	77,6	77,5	77,6	77,6	76,6	76,7	76,6	76,8	76,6	76,7
Valoarea medie	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	76,6	76,7	76,7	76,6	76,7	76,7
Împrăştierea	0,4	0,2	0,2	0,5	0,3	0,2	0,4	0,2	0,2	0,5	0,3	0,2	0,4	0,3	0,2	0,4	0,3	0,3
Abaterea medie	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 3

Experimentări comparative efectuate cu macheta cu camere de insuflare inelare

	Făină Brașov CO_3Ca %						Făină Tg. Jiu CO_3Ca%						Făină din calcar și argilă C. Lung CO_3Ca%					
	I			II			I			II			I			II		
	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.
	75,9	76,0	76,1	76,2	76,0	76,1	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	76,6	76,8	76,6	76,5	76,6	76,7
	76,2	76,1	76,1	75,9	76,1	76,0	77,5	77,6	77,6	77,6	77,6	77,5	76,6	76,7	76,8	76,7	76,7	76,7
	76,1	76,1	76,0	75,8	76,0	76,1	77,3	77,6	77,5	77,7	77,5	77,6	76,7	76,6	76,7	76 7	76,6	76,7
	76,2	76,1	76,0	76,0	76,1	76,0	77,5	77,6	77,7	77,4	77,5	77,7	76,8	76,6	76,7	76,6	76,7	76,6
	76,0	76,0	76,1	76,2	76,2	76,1	77,6	77,7	77,6	77,7	77,7	77,5	76,6	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7
	76,0	76,2	76,2	76,1	76,0	76,1	77,5	77,7	77,6	77,6	77,6	77,6	76,6	76,6	76,8	76,8	76,8	76,7
	76,1	75,9	76,1	76,2	76,2	76,0	77,8	77,7	77,7	77,8	77,8	77,6	76,8	76,7	76,7	76,7	76,8	76,8
	76,3	76,1	76,1	76,1	76,1	76,2	77,7	77,6	77,7	77,5	77,5	77,7	76,7	76,8	76,8	76,9	76,7	76,7
	76,1	76,1	76,0	76,1	76,1	76,1	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	76,7	76,7	76,7	76,6	76,7	76,6
Valoarea medie	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7	76,7
Împrăştierea	0,4	0,3	0,2	0,4	0,2	0,2	0,5	0,2	0,2	0,4	0,3	0,2	0,3	0,2	0,2	0,4	0,2	0,2
Abaterea medie	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

Tabela 4

Rezultatele experimentărilor privind omogenizarea făinii măcinate la fineţi diferite

	6% rest pe sita 009 CaCO$_3$ %						14% rest pe sita 009 CaCO$_3$%						22% rest pe sita 009 CaCO$_3$ %					
	I			II			I			II			I			II		
	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.
	76,0	76,0	76,1	76,2	76,0	76,0	76,2	76,2	76,2	76,0	76,0	76,0	76,1	76,1	76,2	76,1	76,0	76,1
	75,9	76,2	76,0	76,1	76,1	76,0	76,2	76,1	76,0	76,1	76,1	76,1	76,0	76,2	76,0	76,1	76,1	76 0
	76,1	76,0	76,0	76,0	76,1	76,0	76,2	76,2	76,1	76,0	76,1	76,1	75,8	76,0	76,1	76 0	75,9	76,1
	76,1	76,1	76,2	76,2	76,0	76,1	76,1	76,1	76,2	76,3	76,2	76,2	76,2	76,1	76,2	75,9	76,2	76,2
	76,2	76,1	76,1	76,1	76,0	76,1	76,1	76,0	76,1	76,0	75,9	76,2	75,9	76,3	76,1	76,1	76,1	76,1
	76,0	76,0	76,0	75,9	76,1	76,2	76,1	75,9	76,2	75,9	76,2	76,0	76,1	76,3	76,2	76,3	76,1	76,0
	76,1	76,3	76,2	76,3	76,2	76,1	76,1	76,1	76,0	76,2	76,2	76,0	76,2	76,0	76,0	76,2	76,0	76,2
	76,2	76,1	76,2	76,1	76,1	76,0	76,2	76,2	76,0	76,0	76,0	76,1	76,1	76,0	76,0	76,1	76,3	76,2
	76,3	76,1	76,1	76,0	76,2	76,2	75,8	76,0	76,1	76,3	76,1	76,1	76,3	76,0	76,1		76,1	76,1
Valoarea medie	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1	76,1
Împrăştierea	0,4	0,3	0,2	0,4	0,2	0,2	0,4	0,3	0,2	0,4	0,3	0,2	0,5	0,3	0,2	0,4	0,4	0,2
Abaterea medie	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1

macheta cu camere sferturi, să se introducă într-o cameră 75% din debitul total, iar în celelalte trei camere, numai 25% ; la macheta cu camere fîşii să se introducă alternativ aer în camerele 1+3+5 şi 2+4, iar la macheta cu camere inelare, alternativ în camerele 1+3+5 cu presiune mare şi în camerele 2+4, cu presiune redusă ; robinetul distribuitor permite ca fiecare cameră sau grup de camere să devină succesiv activă.

Racordarea la sursa de aer comprimat a robinetului distribuitor şi a camerelor de insuflare la acesta se face cu tuburi de cauciuc.

Fiecare cameră de aer este pusă în legătură, printr-un tub de cauciuc, cu un tub U pentru măsurarea presiunii.

Măsurarea debitului de aer ce intră în instalaţie se face cu un rotametru, plasat între sursa de aer comprimat şi distribuitorul de aer.

Un ventil, situat înainte de rotametru, permite reglarea debitului total de aer.

Încărcarea materialului în silozul-machetă se face pe la partea superioară, iar golirea pe la partea inferioară, printr-o conductă ce trece prin placa poroasă şi cutia metalică.

Parametrii aerului de insuflare au fost :

— debitul : 12—13 m^3/h

— presiunea în camera (grupul de camere) activă : 650—700 mm CA

— presiunea în camerele inactive : 300—350 mm CA

— cantitatea de material de omogenizat într-o şarjă: 6 kg.

3.4. **Modul de lucru.** Se introduc pe la partea superioară componenţii amestecului ce trebuie omogenizat, în straturi separate.

Se montează filtrul de pînză, apoi se introduce aer. La macheta tip sferturi, cele patru camere sînt active succesiv cîte 15 secunde. După terminarea a două cicluri de cîte un minut (4 X 15 s), se închide ventilul, oprindu-se insuflarea aerului.

Se demontează filtrul şi cu ajutorul unei sonde se prelevează cîte trei probe a cîte cinci grame din plane situate la suprafaţa stratului de material, la 90 mm adîncime şi la 170 mm adîncime.

Tabela 5

Rezultatele experimentărilor privind omogenizarea făinilor cu umidităţi diferite

	Făină cu umiditate 0,6% CaCO$_3$%						Făină cu umiditate 2% CaCO$_3$%					
	I			II			I			II		
	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.	2 min.	4 min.	12 min.
	77,6	77,6	77,6	77,8	77,6	77,6	77,6	77,4	77,6	77,2	77,0	77,2
	77,7	77,7	77,6	77,5	77,5	77,5	78,1	77,6	77,6	77,1	77,4	77,4
	77,4	77,5	77,5	77,3	77,6	77,6	78,0	77,6	77,5	77,8	77,7	77,1
	77,7	77,5	77,5	77,5	77,6	77,6	76,9	77,4	77,5	77,1	77,4	77,4
	77,4	77,6	77,5	77,3	77,5	77,7	77,7	78,0	77,3	76,7	77,2	77,8
	77,5	77,7	77,7	77,4	77,5	77,6	77,4	77,1	77,4	77,2	78,0	77,6
	77,6	77,6	77,6	77,5	77,7	77,5	77,4	77,9	77,5	77,4	77,8	77,9
	77,8	77,8	77,6	77,6	77,8	77,7	77,7	77,3	78,2	78,2	77,5	77,4
	77,7	77,6	77,7	77,6	77,6	77,6	77,4	78,1	77,4	77,9	77,6	77,5
Valoarea medie	77,6	77,6	77,6	77,5	77,6	77,6	77,6	77,6	77,6	77,4	77,5	77,5
Împrăştierea	0,4	0,3	0,2	0,5	0,3	0,2	1,2	1,0	0,9	1,5	1,0	0,8
Abaterea medie	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,3	0,2	0,2	0,4	0,2	0,2

Tabela 6

Experimentări asupra omogenizării amestecurilor de calcar şi argilă (marnă) măcinate separat

	Calcar + marnă Braşov CaCO$_3$%				Calcar + argilă Tg. Jiu CaCO$_3$ %				Calcar + argilă Cîmpulung CaCO$_3$%			
	2 min.	4 min.	12 min.	24 min.	2 min.	4 min.	12 min.	24 min.	2 min.	4 min.	12 min.	24 min.
	75,7	76,3	75,8	76,1	78,2	78,2	77,9	77,7	77,1	77,3	77,0	76,9
	76,2	75,6	76,2	76,2	77,0	77,8	77,8	78,4	77,4	77,3	77,5	77,1
	74,9	77,1	76,0	75,9	77,9	77,7	77,8	78,0	77,8	77,9	77,2	77,2
	75,2	75,4	76,4	76,4	77,8	78,0	77,7	78,0	76,5	77,1	76,9	77,6
	75,8	76,3	76,4	76,1	77,5	77,2	77,4	78,1	77,0	76,7	77,2	77,2
	76,2	75,8	76,0	76,0	77,6	77,4	77,5	77,9	77,3	76,8	77,4	77,1
	77,2	76,9	76,7	76,5	80,9	78,0	79,3	78,1	81,2	76,4	76,3	77,1
	76,8	76,5	76,5	76,3	75,2	80,0	79,7	79,4	78,2	77,2	78,0	79,0
	76,9	76,8	76,4	76,2	80,3	79,5	79,4	77,8	82,0	80,2	78,9	77,2
Valoarea medie	76,1	76,3	76,3	76,2	78,1	78,2	78,3	78,2	78,3	77,4	77,4	77,4
Împrăştierea	2,3	1,5	0,9	0,6	5,7	2,8	2,3	1,7	5,5	3,8	2,6	2,1
Abaterea medie	0,6	0,5	0,25	0,2	1,2	0,7	0,8	0,4	1,5	0,7	0,5	0,4

Cele trei puncte de prelevare din fiecare plan sînt dispuse decalat cu 120° pe cîte un cerc cu diametrul de 100 mm.

După prelevarea probelor se montează din nou filtrul de pînză şi operaţia se continuă prelevîndu-se probe după 2 minute, 4 minute şi după 12 minute, în cazul cînd nu s-a realizat omogenizarea după 4 minute de insuflare de aer.

La machetele cu camere fişii şi inelare se insuflă aer 15 s în camerele 1, 3 şi 5, respectiv *a*, *c* şi *e* şi după 15 secunde, cu ajutorul robinetului distribuitor, se schimbă insuflarea aerului în camerele 2 şi 4, respectiv *b* şi *d*.

După terminarea a 4 cicluri de cîte 1/2 minut (2x 15 s), se opreşte insuflarea aerului şi se procedează la prelevarea probelor.

3. 5. **Criteriile de apreciere a omogenităţii.** Gradul de omogenitate a unui amestec se exprimă prin dispersia statistică a valorilor corespunzătoare unei proprietăţi caracteristice. În cazul făinii crude pentru ciment, această proprietate se obişnuieşte să se considere conţinutul CO$_3$ Ca, în procente.

Criteriile adoptate pentru aprecierea gradului de omogenitate sînt :

— împrăştierea, definită ca diferenţa dintre valorile maximă şi minimă ale proprietăţii considerate, a probelor individuale

$$E = x_{\max} - x_{\min}$$

— abaterea medie, definită ca media aritmetică a abaterilor absolute între fiecare din probe şi valoarea medie a tuturor :

$$E = \frac{(x - \overline{x})}{n}.$$

Valorile introduse în aceste relaţii sînt cele rezultate din determinările efectuate asupra celor nouă probe de făină prelevate, aşa cum s-a arătat mai sus.

3. 6. Rezultatele obţinute la experimentări.

3.6.1. **Studiul comparativ al eficienţei machetelor cu camere sferturi, fişii şi inelare** s-a făcut cu materiile prime ale fabricilor Braşov, Tg. Jiu şi calcar şi marnă de la Cîmpulung.

Componenţii calcaroşi şi argiloşi s-au măcinat împreună în moara de laborator, obţinîndu-se cele două

Tabela 7

Rezultatele determinării aptitudinii la omogenizare pneumatică a făinilor de Bicaz, Medgidia şi Fieni

	Făina Bicaz CaCO$_3$%				Făina Medgidia CaCO$_3$%				Făina Fieni CaCO$_3$%			
	I		II		I		II		I		II	
	2 min.	4 min.	2 min.	4 min.	2 min.	4 min.	2 min.	4 min.	2 min.	4 min.	2 min.	4 min.
	76,0	76,1	76,0	76,2	76,2	76,1	76,1	75,9	76,3	76,6	76,6	76,6
	76,1	76,3	75,8	76,1	76,2	76,0	76,0	76,1	76,4	76,4	76,3	76,5
	75,9	76,2	76,1	76,2	75,8	76,0	75,8	76,0	76,3	76,4	76,7	76,4
	76,2	76,2	76 2	76,1	75,8	76,1	76,0	76,0	76,4	76,4	76,5	76,4
	76,2	76,3	76,1	76,2	75,9	76,1	75,9	75,8	76,4	76,5	76,7	76,4
	76,2	76,3	76,1	76,2	75,9	75,9	75,8	76,0	76,6	76,4	76,7	76,7
	76,0	76,2	76,2	76,1	75,9	75,9	76,0	75,9	76,5	76,7	76,5	76,4
	76,0	76,3	76,3	76,4	75,9	76,0	75,8	76,0	76,8	76,4	76,1	76,7
	76,3	76,1	76,0	76,1	76,1	76,0	76,3	75,8	76,8	76,7	76,5	76,5
Valoarea medie	76,1	76,2	76,1	76,2	76,0	76,0	75,9	76,0	76,5	76,5	76,5	76,5
Împrăştierea	0,4	0,2	0,5	0,3	0,4	0,2	0,5	0,3	0,5	0,3	0,6	0,3
Abaterea medie	0,11	0,07	0,10	0,07	0,14	0,06	0,13	0,07	0,16	0,11	0,14	0,10

Tabela 8

Rezultatele experimentărilor asupra comportării la omogenizare pneumatică a amestecurilor diferitelor materii prime

	Amestec făină + ghips			Amestec calcar + ghips			Amestec calcar + tras		Amestec făină + cenușă		Amestec calcar + cenușă de pirită	
	2 min	4 min		2 min	12 min		2 min	12 min	2 min	12 min	2 min	12 min
	CO_3Ca%	CO_3Ca%	SO_3%	CO_3Ca%	CO_3Ca%	SO_3%	SiO_2%	SiO_2%	Fe_2O_3%	Fe_2O_3%	Fe_2O_3%	Fe_2O_3%
	73,4	74,2	4,60	79,2	79,5	7,58	14,88	15,12	7,90	7,90	12,2	14,3
	73,5	73,9	4,49	78,3	78,8	8,19	15,12	15,03	7,0	7,7	9,2	14,0
	73,2	73,9	4,40	79,8	79,6	8,23	15,07	14,81	7,80	7,7	11,3	14,0
	73,4	74,1	4,63	78,3	78,7	8,81	15,23	15,01	7,7	7,7	13,8	13,6
	74,4	74,0	4,53	78,7	78,8	7,75	14,83	14,82	7,80	8,0	14,2	13,8
	74,3	74,1	4,59	79,0	78,8	7,68	14,91	14,76	7,7	7,6	13,8	14,0
	74,3	73,8	4,40	76,7	78,8	8,50	14,31	14,90	7,8	7,1	13,6	10,2
	74,2	74,1	4,55	79,1	79,3	7,58	15,34	14,73	7,7	7,7	13,7	11,7
	74,2	74,2	4,80	79,0	78,7	7,89	14,58	14,91	9,3	7,6	14,3	12,4
Valoarea medie	73,9	74,0	4,55	79,1	79,0	8,02	14,92	14,90	7,90	7,7	12,9	13,1
Împrăștierea	1,2	0,4	0,4	3,1	0,8	0,92	1,0	0,4	1,68	0,91	5,0	4,1
Abaterea medie	0,4	0,1	0,1	0,6	0,3	0,34	0,24	0,11	0,3	0,15	1,2	1,1

făini avînd conținutul în $CaCO_3$ diferit cu cca 10 unități procentuale.

Finețea de măcinare și umiditatea făinilor s-au păstrat constante. Rezultatele obținute (tabelele 1...3), după 2, 4 și 12 min de omogenizare, arată că prin cele trei sisteme de insuflare de aer se poate obține același grad de omogenitate. În toate cazurile, împrăștierea după două minute de insuflare a fost 0,4—0,5, după 4 minute 0,2—0,3, iar după 12 minute 0,1.

3. 6. 2. Pentru experimentările privind influența fineții de măcinare asupra aptitudinii la omogenizare pneumatică, s-a utilizat făină obținută din calcar și marnă de Brașov, măcinată la trei fineți diferite (6%; 14% și 22% reziduu pe sita 009).

Experimentarea s-a efectuat pe macheta cu camere de insuflare tip sferturi.

Rezultatele determinărilor efectuate sînt redate în tabela 4.

Din analiza lor, se vede că în intervalul de finețe, caracterizat prin reziduul pe sita 009 de 6...22%, omogenizarea nu decurge în mod deosebit în funcție de finețea materialului.

După 2 minute de insuflare, împrăștierea a fost aceeași în toate cele trei cazuri, și anume 0,4—0,5 după 2 minute de insuflare de aer, 0,2—0,3 după 4 minute de insuflare și 0,2 după 12 minute.

3. 6. 3. Încercările pentru determinarea influenței umidității s-au făcut cu macheta tip sferturi, folosind făină de Tg. Jiu, uscată la 2% umiditate și respectiv la 0,6%.

Rezultatele obținute la aceste experimentări sînt arătate în tabela 5.

Se constată că umiditatea făinii înrăutățește operația de omogenizare, la 2% umiditate făina avînd încă, și după 12 minute de insuflare, o împrăștiere de 0,8—0,9 și o abatere medie de 0,2. În felul acesta, timpul necesar omogenizării, respectiv consumul specific de aer comprimat, crește în cazul umidităților de ordinul a 2%.

3. 6. 4. Pentru cercetarea condițiilor în care decurge procesul de omogenizare a făinilor, rezultate din componenții măcinați separat, s-au introdus în macheta cu camere de insuflare tip sferturi făini de calcar și argilă sau marnă, măcinate separat, în două straturi distincte, în proporțiile necesare obținerii unor făini cu 76—78% CO_3Ca.

În tabela 6 sînt redate rezultatele experimentărilor din această serie.

Se observă că procesul de omogenizare decurge lent, împrăștierea rezultatelor și abaterea medie rămînînd la valori destul de mari, chiar după 24 de minute de insuflare de aer.

Se remarcă o aptitudine mai bună la omogenizare a materiilor prime măcinate separat de la fabrica Brașov, față de cele de la Cîmpulung și Tg. Jiu. Totuși și în acest caz, împrăștierea și abaterea medie sînt mai mari după 24 de minute de agitare, decît la omogenizarea făinii crude de Brașov, după 2 minute de agitare.

În timpul insuflării aerului, se observă tendința de aglomerare a calcarului sub forma de granule lipsite de consistență, dar care împiedică un contact intim între calcar și argilă.

În consecință, omogenizarea amestecului de calcar și argilă, măcinate separat, nu este indicată.

Tabela 9

Rezultatele experimentărilor industriale asupra omogenizării pneumatice a făinii la Fabrica de ciment Tîrgu-Jiu

Experimentarea nr.	Înainte de omogenizare CO_3Ca		După omogenizare CO_3Ca		Conținutul în CO_3Ca (%)	Cantitatea de făină omogenizată (t)	Consumul specific de energie electrică (kWh/t)
	Abaterea medie	Împrăștierea	Abaterea medie	Împrăștierea			
I	3,1	22	0,1	0,3	75,3	1356	0,375
II	2,5	13	0,1	0,3	76,0	1458	0,318
III	3,2	22	0,2	0,4	76,5	1405	0,329
IV	7,1	23	0,1	0,3	77,4	1320	0,349
V	1,8	9	0,1	0,4	75,7	1407	0,257
VI	3,7	18	0,2	0,4	77,5	1230	0,391

3.6.5. În cadrul studiilor efectuate pentru trecerea pe uscat a unora dintre fabricile ce lucrează acum prin procedeul umed (Bicaz, Medgidia, Fieni), s-au efectuat experimentări pe machetă, pentru verificarea aptitudinii la omogenizare pneumatică uscată a acestora.

Rezultatele (tabela 7) arată că toate aceste făini se pot omogeniza în bune condiții în stare uscată prin insuflare de aer, aptitudinea lor la omogenizare fiind practic egală cu a făinii de Tg. Jiu, la care s-a făcut și verificarea industrială.

3. 6. 6. S-au mai efectuat experimentări privind comportarea la omogenizare pneumatică a unor amestecuri de făini de calcar 80% și ghips 20%, făină 90% și ghips 10%, calcar și tras, făină 92% și cenușă de pirită 8%, calcar 82% și cenușă de pirită 18%.

Rezultatele din tabela 8 arată că materialele din amestecurile utilizate pot fi omogenizate pneumatic în stare de pulbere, însă gradul de omogenizare și timpul necesar omogenizării sînt diferite cu mult de cele obținute în cazul omogenizării făinilor de compoziție normală.

În toate aceste amestecuri se observă că prezența calcarului ca atare îngreuiază omogenizarea, datorită tendinței de a se aglomera.

În urma acestor experimentări rezultă că și materiale cu greutăți specifice mult diferite, cum sînt făina și cenușa de pirită, se pot omogeniza pneumatic, fără a exista tendința de separare la fund a componentei mai grele, însă o omogenizare bună se obține într-un timp lung, rezultînd oportunitatea introducerii adaosului de cenușă de pirită la măcinare.

4. EXPERIMENTĂRI INDUSTRIALE

Experimentările industriale s-au efectuat pe o instalație de omogenizare livrată de firma Claudius Peters pentru fabrica de ciment Tg. Jiu.

Instalația cuprinde trei silozuri de omogenizare, avînd diametrul 11 m și înălțimea 20 m, cu o capacitate utilă unitară de circa 1 400 t făină.

S-au efectuat mai multe experimentări ale căror rezultate sînt indicate în tabela 9.

Probele s-au prelevat orar, înainte de omogenizare la ieșirea din morile uscătoare, iar după omogenizare, în timpul golirii silozurilor de omogenizare, din cele două conducte de scurgere.

După cum se vede, în timpul experimentărilor, conținutul în CO_3Ca al făinii venite de la mori la omogenizator a variat foarte mult, valorile împrăștierilor fiind cuprinse între 9—23 unități procentuale, iar abaterile medii între 1,8 și 7,1.

Timpul de omogenizare a fost în general de 64—75 minute.

Probele prelevate în timpul descărcării silozului au arătat că omogenizarea s-a efectuat în bune condiții, ajungîndu-se la abateri medii de 0,1—0,2 și împrăștieri de 0,3—0,4 (± 0,2). Consumul specific de energie electrică pentru omogenizare a fost în toate cazurile mai mic de 0,4 kWh/t.

Importanța rezultatelor obținute la experimentările industriale este deosebită, prin faptul că ele constituie confirmarea și deci fundamentarea metodei de laborator utilizată în cercetările prezentate.

5. ÎNCHEIERE

5. 1. Scurta trecere în revistă a diferitelor sisteme de omogenizare uscată a făinii pentru ciment, utilizate în prezent, evidențiază prin varietatea lor preocuparea fabricanților de ciment de a găsi căile prin care să poată fi valorificat avantajul esențial al procedeului uscat de fabricație — consumul specific redus de combustibil pe care îl poate realiza.

Cercetările de laborator, confirmate de experimentările industriale, demonstrează că procedeele care folosesc agitarea pneumatică fac posibilă obținerea unui grad de omogenitate comparabil cu cel realizat de sistemele de omogenizare ale procedeului umed, diferitele soluții constructive propuse — sferturi, fîșii, camere inelare — fiind echivalente în ceea ce privește eficiența.

5. 2. Gradul de omogenitate final și consumul specific de energie sînt determinate esențial de modul cum sînt măcinați componenții : măcinarea împreună favorizează desfășurarea procesului și, din acest punct de vedere, prezintă interes atît preomogenizarea materialului concasat, cît și utilizarea de dozatoare gravimetrice la alimentarea morilor de făină, ambele procedee contribuind la împiedicarea aglomerării făinii de calcar.

Corectarea titrului de carbonat de calciu, atunci cînd această operație este necesară, trebuie să se facă utilizînd făini cu titruri adecvate și nu de componenți (calcar, argilă, marnă etc.).

5. 3. Finețea de măcinare a făinii, în limitele în care acest parametru variază curent în industria cimentului (6—22% rest pe sita 009), nu influențează procesul de omogenizare, în timp ce umiditatea îl influențează defavorabil.

5. 4. Cercetarea aptitudinii la omogenizare pneumatică a făinilor produse din materiile prime ale fabricilor Medgidia, Bicaz și Fieni au arătat că, din acest punct de vedere, nu sînt inconveniente la adoptarea procedeului uscat de fabricație.

Bibliografie

[1] Klein H. : *Gesetzmässigkeiten bei der pneumatischen Homogenisierung*, Zement-Kalk-Gips, 9/1962

[2] Klökner-Humboldt-Deutz A. G. : *Mélangeur pneumatique pour matières pulverulentes ou finement granullées*, Révue des matériaux, 3/1960.

[3] Manecke H. : *Versuche mit einem Fuller — Homogenisiersilo*, Zement-Kalk-Gips, 12/1954

[4] Nielsen N. : *Air blending of materials for dry process kiln feed*, Rock Products, 8/1951

[5] Nordberg B. : *Lone Star's New Virginia Plant Sets High operating Standards*, Rock Products, 8/1951

[6] Röber H. und Schicker G. : *Pneumatische Rohmehl-Homogenisierung in der Zement Industrie*, Silikattechnick, 10/1959

[7] Rose E. : *Eine neue Formel für das Trockenmischen von Pulvern*, Chem. Ing. Tehnik, 31 (1959), 192

[8] Trauffer W. E. : *L'usine de Lone Star. La plus recente et la plus moderne cimenterie américaine*, Revue des materiaux, 9/1952

[9] Virella A. : *La homogenizacion en la via seca*, Cemento-Hormigon, 2/1963

[10] Voos E., Blatton B. : *Das pneumatische Homogenistieren*, Zement-Kalk-Gips, 11/1959

[11] Weisslehner G. : *Kenngrössen für die Beurteilung der pneumatischen Mischung*, Zement-Kalk-Gipe, 12/1963

[12] Weydanz W. : *Zeitlicher Ablauf eines Mischvorganges*, Chem. Ing. Tehnik, 32/1960.

Introducerea wollastonitului în masele ceramice

Principale caracteristici şi aplicaţii tehnologice în industria materialelor de construcţii

Ing. M. V. Cerchez şi ing. I. S. Comănescu
Fabrica de obiecte sanitare din porţelan „CESAROM" – Bucureşti

I. INTRODUCERE

În sarcinile de bază ale dezvoltării economiei naţionale în anii 1966—1970, se subliniază ca una din trăsăturile caracteristice pentru dezvoltarea industrială a ţării : ,,Lărgirea bazei de materii prime a industriei, prin atragerea în circuitul economic a noi resurse...". În industria materialelor de construcţii, direcţiile principale pentru îmbunătăţirea activităţii industrial-economice, şi anume creşterea calităţii producţiei prin ridicarea caracteristicilor tehnice ale sortimentelor şi realizarea de tehnologii eficiente din punct de vedere economic, se pot materializa şi prin folosirea de noi materii prime existente în ţară în cantităţi mari şi încă neexploatate. Depozitele naturale de andezit, nefelin sienit şi wollastonit sînt numai cîteva din sursele de materii prime existente în mari cantităţi, cu posibilităţi de exploatare uşoare şi care se pot introduce imediat în industria ceramică doar cu investiţii minime pentru măcinarea rocilor.

Pe această cale se pot înlocui feldspatul, materie primă scumpă, precum şi cioburile de sticlă, material inconstant ca compoziţie şi greu de aprovizionat la tonaj mare şi puritate avansată ; concomitent se reduc cantităţi şi din alte materii prime care au în compoziţia chimică oxizi comuni cu cei ai noilor materii prime introduse.

Deschiderea în anul acesta de către Întreprinderea minieră "Bihor" a unei exploatări miniere de wollastonit (după datele găsite în literatură, a treia de acest fel în lume), precum şi introducerea în fabricaţie la Fabrica de obiecte sanitare din porţelan "CESAROM" Bucureşti a wollastonitului în masele de placaj ceramic, constituie un prim pas în realizarea unei coordonări între industria extractivă şi cea a materialelor de construcţii pentru realizarea de produse finite de calitate superioară cu preţ de cost redus ; în plus se valorifică şi o materie primă considerată deşeu pe haldă.

În articolul de faţă ne propunem să prezentăm proprietăţile şi caracteristicile tehnologice ale wollastonitului din străinătate şi românesc, precum şi principalele aplicaţii în industria materialelor de construcţii, majoritatea în stadiu de laborator sau semiindustrial. Într-o lucrare viitoare se vor prezenta şi cercetările în legătură cu compoziţiile şi caracteristicile unor mase de placaj ceramic realizate pe scară industrială la Fabrica de obiecte sanitare din porţelan "CESAROM" din Bucureşti.

Deşi pe plan mondial au trecut numai cîţiva ani de la începutul exploatării, experimentării şi industrializări wollastonitului natural, se întrevede posibilitatea folosirii acestuia în multe domenii ale ceramicii, datorită caracteristicilor tehnice unice şi a preţului scăzut. Posibilităţile variate de aplicare şi faptul că se conferă maselor în care se introduce proprietăţi ceramice şi caracteristici fizico-mecanice superioare, fac ca în prezent să se pună problema obţinerii wollastonitului artificial din nisip de cuarţ şi calcar ; această cerinţă este legată şi de faptul că wollastonitul natural se semnalează în prezent doar în S.U.A, Mexic, U.R.S.S., Finlanda şi Republica Socialistă România.

În Danemarca se sintetizează wollastonit artificial prin topirea nisipului împreună cu creta cu adaos de mici cantităţi de dolomit la 1 400—1 500°C. Se obţine un produs denumit comercial Synopal, livrat fie sub formă de frită, fie cristalizat. Devitrifierea se face prin reîncălzire la 1 000...1 050°C. De asemenea şi în alte state cum ar fi Italia, Bulgaria, pentru îmbunătăţirea eficienţei economice şi randamentului arderii plăcilor de faianţă se preconizează introducerea în masele de faianţă a wollastonitului obţinut sintetic.

II. CARACTERISTICI FIZICO-CHIMICE ALE WOLLASTONITULUI

Wollastonitul natural este un silicat de calciu cu formula chimică : $CaO.SiO_2$. Culoarea cristalelor alb strălucitoare este uneori alterată înspre brun, gri-negru, verzui sau chiar roşu-roz, datorită unor impurităţi de granaţi, sfen, epidot, calcit, diopsid, molibdenită, bismutină, minerale de cupru etc., în funcţie de parageneza skarnelor respective.

Analizele cu raze X permit definirea silicatului de calciu ca fiind β-wollastonit. β-wollastonitul se prezintă la examenul microscopic sub formă de cristale monoclinice aciculare care constituie o textură fibroasă ; lungimea acelor cristaline poate fi pînă la 15 ori diametrul lor.

Analiza chimică a wollastonitului provenit din diferite surse este prezentată în tabela 1 în comparaţie cu compoziţia teoretică.

Tabela 1

Oxizii componenţi	Compoziţia teoretică	Wollastonit sintetic italian	Wollastonit S.U.A.	Wollastonit U.R.S.S.	Wollastonit Băiţa Bihor Republica Socialistă România
SiO_2	51,75	66,12	50—52	51,43—52,37	50,38—51,34
Al_2O_3		4,24	0,24—0,25	0,75—0,75	0,3 — 1,88
Fe_2O_3		0,41	0,45—0,6	1,11—0,29	0,5—1,4
CaO	48,25	24,10	46—47,6	44,41—45,69	44,5—47,2
MgO		2,42	0—0,1	0,9 —1,05	0,2—0,36
K_2O		1,23	—	urme—0,1	0,05—0,23
Na_2O		1,23	—	0,1 —0,31	0,11—0,2
MnO		—	0,04—0,1	0,46—0,60	urme
TiO_2		—	0,05	—	nu s-a executat
P.C.		—	0,9 —1,07	0,84—1,08	0,63—1,8

Analizele chimice ale wollastonitului din Băiţa Bihor au fost făcute pe 4 sorturi diferite de material brut, livrat de întreprinderea minieră "Bihor" în decurs de 3 luni. Limitele de compoziţie oxidică sînt apropiate cu cele ale wollastonitului din străinătate. Cum wollastonitul din Băiţa Bihor este de fapt un skarn wollastonitic cu cca 80 % wollastonit, iar sortarea în carieră se face exclusiv manual, se poate aprecia că wollastonitul românesc este satisfăcător din punct de vedere al compoziţiei chimice pentru industria ceramică.

Principalele caracteristici ale wollastonitului sînt prezentate în tabela 2 şi 6.

Tabela 2

Punct de tranziţie la pseudowollastonit. (°C)	Punct de topire (°C)	Duritate (unităţi scara Mohs)	Solubilitate (g/100 cm^3 apă)	Alcalinitatea soluţiei 10% apă (unit. pH.)	Densitatea aparentă (kg/m^3)	Densitatea aparentă fără tasare (kg/m^3)
1 200	1 540	4,5	0,0095	9,9	720—880	800

La analiza termică diferenţială wollastonitul american se comportă constant la diferite temperaturi, curba fiind aproape o linie dreaptă (fig. 1). Absenţa necesităţii deshidratării justifică în primă explicaţie caracteristicile de ardere rapidă ale maselor cu wollastonit. Extensiunea de la 750°C se datoreşte prezenţei în mici cantităţi a $MgCO_3$, iar efectul

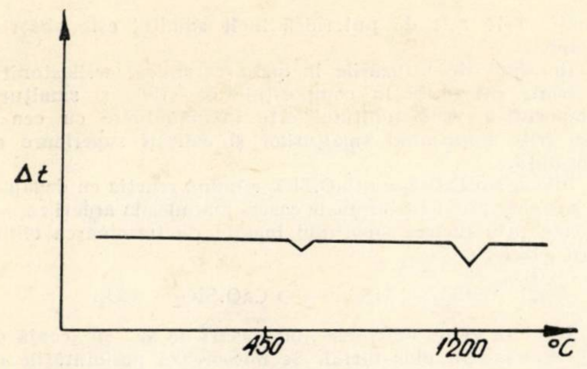


Fig. 1 [3]

endoterm de la 1 220° este imprimat de transformarea β—wollastonitului în α—wollastonit.

După alte date transformarea $\beta \rightarrow \alpha$ ar avea loc la temperatură mai scăzută pentru wollastonitul romănesc. Dilatarea termică este reprezentată în figura 2. Creşterea relativ liniară şi regulată a dilatării imprimă produselor ceramice cu wollastonit în masă posibilităţi de ardere rapidă şi rezistenţă la fisurare datorită şocului termic. În unele cazuri, de exemplu cînd se introduce 3 % wollastonit în mase, wollastonitul pare că atenuează transformările de volum pe care le suferă SiO_2, crescînd şi rezistenţa la şocul termic.

Culoarea după ardere a wollastonitului : alb-gri ; această culoare împreună cu procentul relativ redus de fier îl recomandă ca o materie primă ceramică pentru materialele de construcţii.

III. ANALIZA ŞI CARACTERISTICILE MINERALOGICE ALE WOLLASTONITULUI

Analiza mineralogică efectuată asupra skarnului wollastonitic din Băiţa Bihor a dat următoarele rezultate :

— β-wollastonit în cantitate mare
— tremolit } în cantităţi foarte mici
— antofilit }
— urme de granaţi, diopsid, cuarţ, calcit, diferite minerale metalice.

Antofilitul şi tremolitul, minerale pe bază de silicaţi de magneziu, imprimă, o dată cu introducerea wollastonitului în masa ceramică, proprietăţile superioare cunoscute, pe care le imprimă adaosurile de talc.

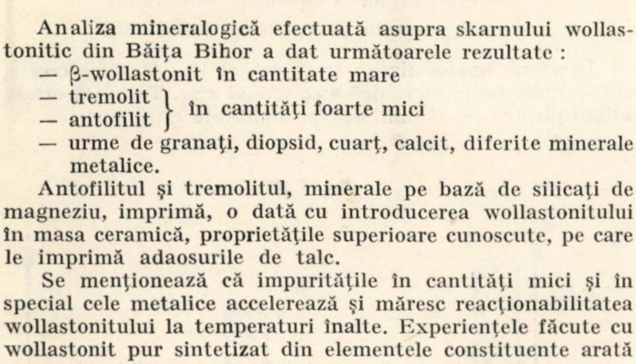
Se menţionează că impurităţile în cantităţi mici şi în special cele metalice accelerează şi măresc reacţionabilitatea wollastonitului la temperaturi înalte. Experienţele făcute cu wollastonit pur sintetizat din elementele constituente arată o reacţionabilitate mai mică decît cea a wollastonitului natural.

Principalele caracteristici mineralogice ale wollastonitului natural sînt prezentate în tabela 3.

În legătură cu zăcămintele de wollastonit natural exploatate în străinătate se cunoaşte faptul că silicatul de calciu în stare pură, practic formula teoretică, se întîlneşte numai la Willsboro (New York — S.U.A.).

În U.R.S.S. (Tadjichistanul de Nord), la nord de lacul Balcaci, la Aldan, la Wakpai şi Jangalik se semnalează importante zăcăminte de wollastonit. Lîngă lacul Balcaci rezervele naturale sînt de 3 tipuri mineralogice distincte : wollastonit pur, wollastonit calcit şi cuarţ-wollastonit.

Fig. 2. Dilatograma executată cu dilatometrul Leitz



Wollastonitul de Jangalik are ca impurităţi principale epidot, diopsid şi sfen. Utilizînd procedeele de separare electromagnetice şi electrostatice se obţin prin prelucrări succesive calităţi ameliorate. Separarea magnetică şi flotaţia permit reducerea cantităţilor de impurităţi pînă la obţinerea de wollastonit de compoziţie practic silicat de calciu.

În sud-estul Finlandei wollastonitul se găseşte într-un zăcămînt de calcar înconjurat de granit. Se admite că acest zăcămînt a luat naştere din reacţia calcitului cu silicea într-o zonă silicioasă de calcar, temperatura necesară fiind furnizată de magma granitică înconjurătoare. Metoda flotaţiei furnizează şi în acest caz un produs pur şi uniform.

Ameliorarea după extracţie este recomandabil să se aplice şi în cazul skarnului wollastonitic de Băiţa Bihor care ar putea fi livrat la compoziţie apropiată de cea teoretică a silicatului de calciu.

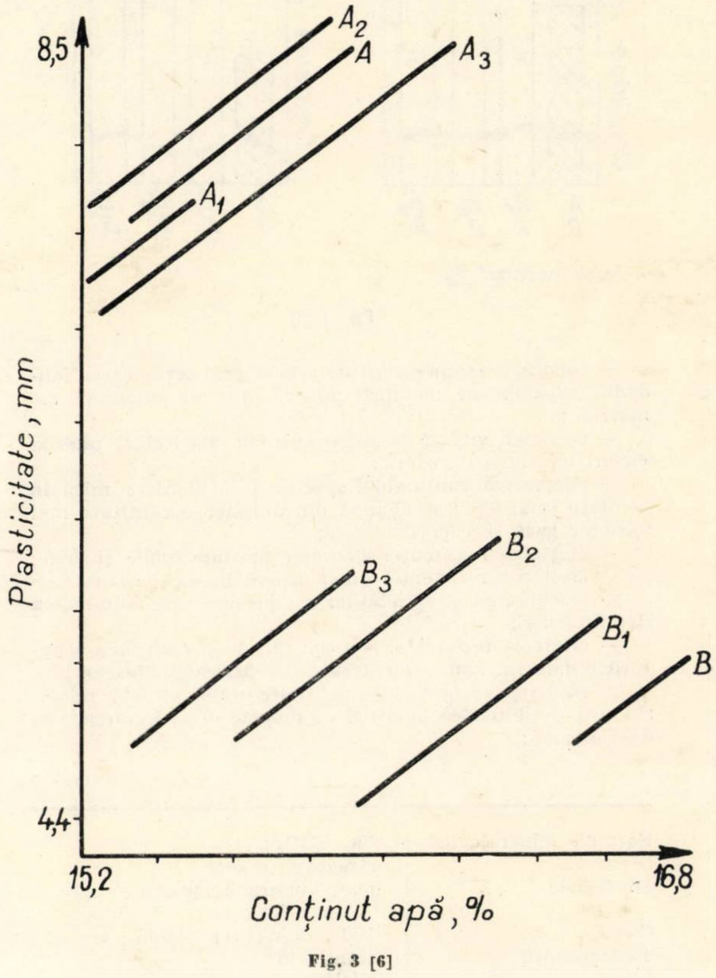


Fig. 3 [6]

IV. GENERALITĂŢI PRIVIND PROPRIETĂŢILE TEHNICE ŞI TEHNOLOGICE ALE WOLLASTONITULUI

Întrebuinţat mai întîi pentru obţinerea lînii minerale, apoi ca umplutură pentru răşinile poliesterice, mai apoi pentru obţinerea de cretă cu caracteristici de rezistenţă mecanică superioare, aplicaţiile wollastonitului s-au răspîndit în mai multe domenii industriale. Astăzi în afară de industria ceramică, wollastonitul măcinat fin este solicitat de industria vopselelor ca pigment funcţional pentru vopselele de ulei şi de apă şi de industria plăcilor de pardoseală de asfalt. Mereu noi aplicaţii ale wollastonitului sînt constant descoperite în diferite domenii tehnice şi tehnologice.

În diversitatea întrebuinţărilor sale ceramice, wollastonitul nu participă numai ca materie primă aducătoare de oxid de calciu şi bioxid de siliciu, dar şi imprimă maselor o serie de proprietăţi superioare dintre care principalele sînt următoarele :

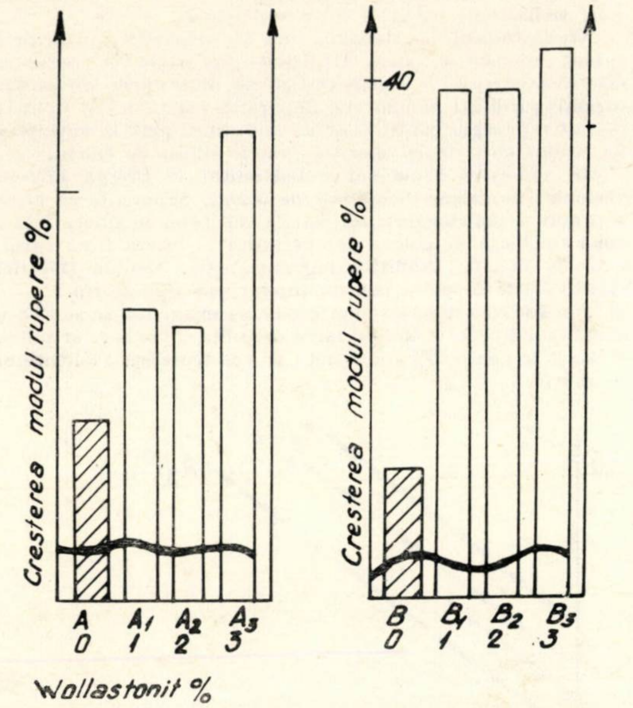


Fig. 4 [8]

— coborîrea temperaturii de ardere prin acţiunea sa fondantă capabilă să modifice posibilităţile de vitrifiere ale maselor;

— creşterea vitezei de ardere pentru plăci chiar pînă la cicluri mai mici de o oră;

— micşorarea consumului specific prin pierdere mică în greutate la ardere; se elimină din amestec o cantitate mai mică de gaze şi vapori de apă;

— creşterea rezistenţei mecanice în stare crudă şi arsă;

— creşterea rezistenţei după ardere la şoc mecanic;

— ameliorarea proprietăţilor de presare prin eliminarea stratificărilor;

— creşterea rezistenţei la şocul termic şi reducerea rebuturilor datorită fisurărilor legate de răcirea produselor;

— scăderea reţinerii de umiditate după ardere, micşorîndu-se posibilitatea apariţiei de defecte după livrarea produselor arse;

Tabela 3

Formulă mineralogică	$Ca_3\ Si_3O_9$;
Structură	structură izolată
Morfologie	mase compacte radiare şi agregate fibroase
Clivaj	100 — bun; 011 — bun
Transparenţă	translucid
Luciu	sticlos
Culoarea	alb, slab colorat
Simetria optică	biax
Indice de refracţie	$n_p = 1,631$; $m = 1,629$; $n_g = 1,616$
Semn optic	— 0,015
Unghiul axelor optice	$2V_{ng} = 40°$;
Geneză	mineral de contact

— ameliorarea proprietăţilor dielectrice ale maselor şi a altor proprietăţi tehnice datorită absenţei alcaliilor:

— stabilitatea bună a amestecului: barbotinele cu wollastonit nu necesită introducerea în moară a electroliţilor pentru stabilizarea suspensiei;

— aderenţă mai bună a smalţului pe masa cu wollastonit. Se elimină tendinţa de fisurare (harisse) a smalţului dacă acesta o are. La interfaţa smalţ-masă ia naştere o legătură puternică cu absorbţia parţială a smalţului. Peste 1160°C reacţia este atît de puternică încît smalţul este absorbit complet.

În afară de utilizările în masa ceramică, wollastonitul se poate introduce în compoziţiile de sticle şi smalţuri; comportarea wollastonitului este asemănătoare cu cea a unei frite imprimînd smalţurilor şi calităţi superioare de suprafaţă.

Înlocuirea $CaCO_3$ cu $CaO.SiO_2$ elimină reacţia cu degajare de gaz care provoacă în unele cazuri mai ales la arderi rapide defecte prin răcirea smalţului înainte de terminarea eliminării gazelor:

$$CaCO_3 + SiO_2 \longrightarrow CaO.SiO_2 + CO_2.$$

Se evită astfel defectele ,,înţepături de ac'' şi ,,coajă de ou'' crescînd în plus luciul. Se micşorează posibilităţile de variaţie ale tentei coborîndu-se temperatura de ardere a smalţului şi crescînd intervalul de ardere.

Un procent de 30—60% wollastonit în smalţuri alcaline permite obţinerea de smalţuri mate cu bune calităţi de acoperire.

În ultima perioadă de timp se semnalează în literatura de specialitate şi folosirea wollastonitului ca liant pentru refractare şi abrazive. Pierderea mai mică de apă face ca contactul între particulele de refractare sau abrazive să fie mai bun.

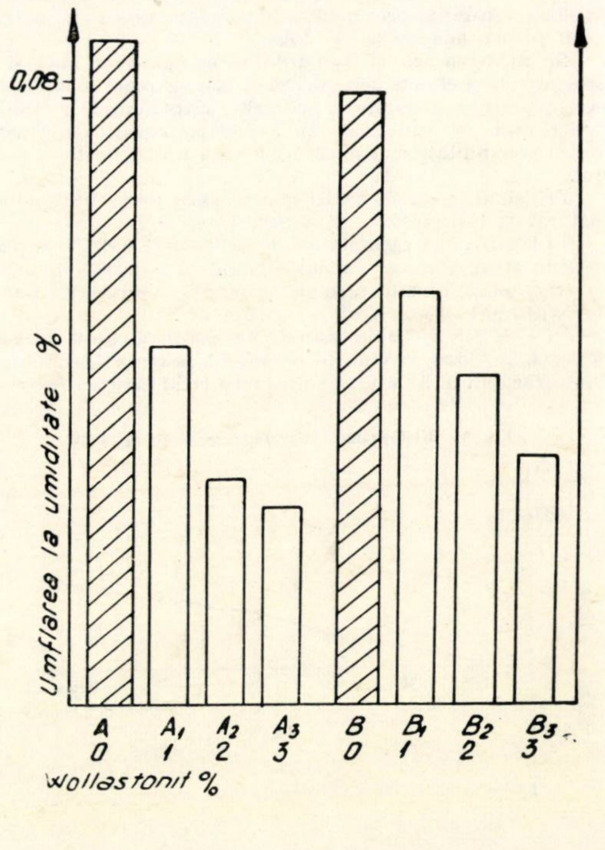
V. COMPORTAREA WOLLASTONITULUI ÎN PREZENŢA ALTOR MATERII PRIME CERAMICE

Amestecarea wollastonitului în diferite proporţii cu argilă sau caolin dă amestecuri care au refractaritatea scăzută la eutecticele:

40—50% argilă şi 60—50% wollastonit
40—60% caolin şi 60—40% wollastonit.

În afara acestor limite temperatura de vitrifiere creşte, scăzînd rezistenţa mecanică a epruvetei arse. Totodată creşte absorbţia de apă şi umflarea la umiditate după ardere.

Fig. 5 [6]



Din punct de vedere mineralogic aceste amestecuri pot fi considerate ca avînd în compoziție : cuarț, caolinit, mică, β-wollastonit și carbonat de calciu. La 1100°C cu gradient de temperatură 50°C pe oră și 3 ore perioade de vîrf de temperatură, compozițiile argilă plastică-wollastonit natural formează anortit și α-wollastonit. Cristalele de anortit cresc în cantitate cu cît procentul de argilă este mai mare ; concomitent scade cantitatea de α-wollastonit.

Este interesant de semnalat că temperatura de transformare a β-wollastonitului în α-wollastonit, în aceste condiții, este mai mică cu cca 50°C decît în cazul teoretic. Această observație pusă în evidență cu metoda difracției razelor X este foarte importantă pentru tehnologia smalțurilor deoarece α-wollastonitul are o dilatare termică mai mare decît β-wollastonitul.

Comparînd acțiunea argilei cu cea a caolinului în prezența wollastonitului, se pun în evidență influențele mineralizatoare ale impurităților din argilă ; în cazul caolinului, după ardere la 1150°C și 1200°C se mai găsesc cristale de $\beta CaO.SiO_2$.

Compozițiile talc-wollastonit prezintă două eutectice, unul important la 50 % talc și celălalt secundar la 90 % talc. Pentru amestecuri cu mai mult de 50 % wollastonit, refractaritatea crește progresiv. Reducerea capacității de absorbție se face foarte rapid și o diferență de 5 % compoziție face ca absorbția să ajungă la 10 %. Dilatarea termică are cea mai mică valoare la 30 — 80 % wollastonit.

Amestecul 50 % argilă — 50 % talc prezintă rezistență mecanică scăzută. Adăugînd progresiv wollastonit în locul talcului și menținînd aceeași proporție de argilă se obțin mase cu caracteristici mecanice superioare în stare crudă și arsă. La procent de 30 % wollastonit și 20 % talc, masa are proprietăți foarte interesante de exemplu rezistența mecanică în stare uscată 70 kgf/m^2.

Absorbția de apă și contracția variază puțin cu temperatura. Umflarea la umiditate oscilează între 0 și 0,07 %, valoare foarte scăzută pentru masele de acest tip. Încercările făcute au arătat și o bună rezistență la șocul termic, curbele de dilatare fiind de formă regulată.

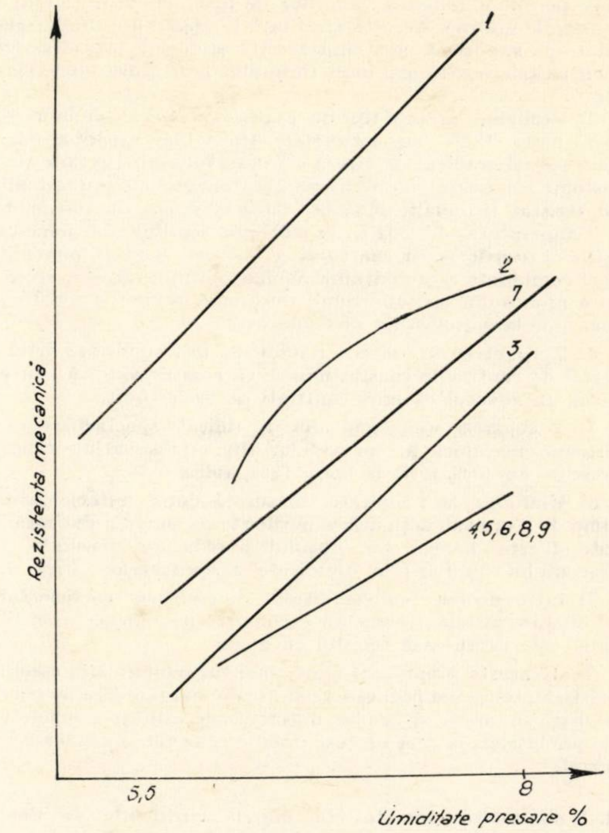


Fig. 6 [6]

VI. UTILIZĂRILE POSIBILE ALE WOLLASTONITULUI ÎN DIFERITE MASE CERAMICE INDUSTRIALE

Ținînd seama de avantajele pe care le aduce wollastonitul în masele ceramice, se prezintă în continuare diferite aplicații industriale cunoscute din literatura de specialitate sau încercate în cadrul Fabricii de obiecte sanitare din porțelan București.

A. Wollastonitul introdus în masele de teracotă

Produsele de teracotă din ce în ce mai variate și cerute în număr mare de sortimente cu cerințe de calitate ridicată pun deseori mari dificultăți în fața specialiștilor întrucît tehnologia și condițiile de ardere se pot cu greu ameliora. Deseori pentru exactitudini dimensionale, pentru creșterea rezistenței mecanice și pentru mărirea cadenței producției se introduc în masele de argilă diferite tipuri de șamotă sau chiar carbonat de bariu.

Wollastonitul poate înlocui cu succes aceste adaosuri evitînd carențele sus-menționate și micșorînd în același timp rebuturile la uscare și ardere. Adăugînd pînă la 3 % wollastonit în două tipuri de paste, una numai pe bază de argile, iar cealaltă cu adaos de degresant și carbonat de bariu, se obțin următoarele rezultate :

1) Aptitudinea de fasonare a fost măsurată cu penetrometrul (un ac cu un capăt de oțel sau carbură care poartă o greutate de 150 gr) ; măsurînd adîncimea de penetrație după 10 secunde de aplicare a greutății în funcție de procentul de apă de amestec se constată că wollastonitul a influențat relativ puțin pastele de tip argilos (tip A, fig. 3).

Pastele de tipul B (cu adaos de șamotă și carbonat de bariu) devin mai plastice chiar la un conținut mai scăzut de apă. Această proprietate permite fasonare simplificată prin micșorarea cantității de apă și uscare mai rapidă a produselor.

2) Epruvetele de tipul A și B au fost introduse în etuva încălzită la peste 200°C cu gradient de încălzire 4 — 10°C/minut, pentru aprecierea rezistenței la diferite temperaturi și viteze de uscare. La 232°C toate epruvetele fără wollastonit fac explozie, cele cu wollastonit rezistînd și în special masele cu 3 % wollastonit. Acestea se deteriorează doar la 260°C cu viteza de încălzire de 10°C/minut.

Se atribuie această îmbunătățire de proprietăți împîslirii datorită structurii aciculare a cristalelor de wollastonit

Tabela 4
[3] [6]

Nr. amestecului	1	2	3	4	5	6	7	8
Cuarț (%)	32	32	32	32	32	32	32	34
Feldspat sodic (%)	13	11,5	10	8,5	13	13	13	11
Caolin (%)	40	40	40	40	40	40	22	22
Argiă (%)	15	15	15	15	15	15	29	29
Wollastonit (%)	0	1,5	3	4,5	2	6	4	4
Wollastonit / Feldspat		0,13	0,3	0,53				

care permit eliminarea vaporilor de apă mai uşor şi reduc tensiunile interne. Această structură se opune presiunii exercitate de vaporii de apă cînd aceştia se degajă brutal astfel încît pastele rezistă mai mult timp pînă la fisurare sau explozie.

3) Realizînd acelaşi tip de experienţă ca la punctul 2, însă peste 482°C cu epruvetele tip A bine uscate şi folosind acelaşi gradient de viteză s-a observat că masa fără wollastonit s-a fisurat la 562°C pe cînd masele cu wollastonit au rezistat sistematic pînă la 593°C la viteza de 10°C/min. Temperatura de 562°C se apropie sensibil de punctul critic al transformării cuarţului α în cuarţ β şi al pierderii apei combinate a caolinitului. Wollastonitul întăreşte structura produsului ars, absorbind tensiunile interne şi rezistînd mai bine la acţiunea lor distrugătoare.

4) Epruvetele arse la cca 1 100°C au fost supuse la măsurători de contracţie constatîndu-se că aceasta variază foarte puţin cu adaosul de mici cantităţi de wollastonit.

5) Adăugarea wollastonitului a ridicat spectaculos rezistenţa mecanică a epruvetelor (fig. 4); se ating valori crescute cu 40 % faţă de masa fără wollastonit.

6) Umflarea la umiditate, măsurată după autoclavizare timp de 3 ore sub acţiunea vaporilor la presiune, a dat rezultate foarte bune; s-a obţinut o reducere sensibilă a procentului umflării la umiditate a epruvetelor (fig. 5).

7) Introducerea wollastonitului micşorează coeficientul de dilatare al masei realizînd o compresiune eficace a smalţului care garantează acordul cu masa.

Toate aceste proprietăţi citate mai sus semnifică în esenţă mărirea producţiei prin ardere şi uscare mai rapidă a maselor pe bază de argile şi în plus obţinerea de calităţi ameliorate ale produselor, la preţ de cost practic constant sau chiar mai scăzut.

B. Wollastonitul introdus în masele vitrifiabile de tipul porţelanului

Lucrîndu-se cu compoziţiile de masă arătate în tabela 4 arse la temperaturi între 1 160—1 400°C s-au obţinut o serie de date interesante. La un raport wollastonit/feldspat = 0,13 — 0,53 s-a evidenţiat o creştere a intervalului de ardere şi o scădere a temperaturii începutului vitrifierii. Masele 7 şi 8 au prezentat după ardere proprietăţi ceramice îmbunătăţite fără a se îngreuna prelucrarea amestecului.

Nu s-au obţinut legături directe ale acestor îmbunătăţiri de aptitudine de ardere şi proprietăţi ceramice cu procentul de wollastonit.

Măsurătorile de contracţie şi determinările de absorbţie a apei au dus la valori scăzute aproximativ în acelaşi interval de compoziţie al raportului wollastonit/feldspat. Curbele de egală contracţie şi absorbţie a celor 8 amestecuri în unele cazuri au avut alură neregulată nepermiţînd tragerea unor concluzii riguroase. Amestecurile 7 şi 8 prezintă şi rezistenţă mecanică crescută în stare uscată şi arsă cu scăderea absorbţiei de umiditate după ardere.

Amestecînd o masă de tipul porţelanului sanitar cu o masă de plăci de perete cu wollastonit 25 % s-a obţinut o barbotină cu care s-au putut turna în bune condiţiuni, în forme mici, obiecte ceramice de uz casnic sau artă. Arderea acestor produse a fost făcută la o temperatură intermediară de vitrifiere a celor două mase folosind accelerator de ardere. Timpul de ardere a putut fi redus pînă la 3 ore obţinîndu-se un ciob de tipul faianţei de menaj.

Se întrevede clar la această categorie de mase de turnare viitorul pe care-l are introducerea wollastonitului în compoziţia amestecului şi legat de aceasta creşterea producţiei şi economiei de combustibil ca rezultat al ciclurilor reduse de ardere.

C. Introducerea wollastonitului în masele de plăci de faianţă şi de mozaic

Se poate aprecia că fabricarea plăcilor mozaic de finisaj şi faianţă trece în ultimii ani printr-o schimbare radicală a tehnologiei de lucru. Procedeul arderii duble îşi pierde poziţia primordială datorită faptului că nu poate asigura obţinerea produselor la un preţ de cost scăzut.

Metoda unei singure arderi cu automatizarea încărcării şi descărcării se poate realiza cu multă uşurinţă la cuptorul microtunel cu role, prin arderea de plăci pe bază de wollastonit. Din literatura de specialitate se ştie că spre finele anului 1964 unii producători importanţi de plăci de perete din S.U.A. au dat în funcţiune linii monoardere pentru plăcile de faianţă. Timpul de ardere a fost coborît la mai puţin de 2 ore.

Masele de faianţă preparate cu adaos de wollastonit prezintă o serie de îmbunătăţiri ale calităţilor după ardere, sau în timpul prelucrării amestecului. Mica tendinţă de umflare la umiditate, contracţia scăzută după ardere, stabilitatea bună a smalţului aplicat, rezistenţa mecanică crescută a ciobului ars, sînt numai cîteva din proprietăţile superioare pe care le prezintă masele de faianţă cu wollastonit. Acest tip de faianţă este foarte apropiat din punct de vedere al compoziţiei chimice de tipul clasic al faianţei calcaroase şi introducerea wollastonitului nu împiedică adaosuri de alte materii prime mai puţin întrebuinţate în industria ceramică care se pot valorifica pe această cale: pirofilit, talc, nefelin, sienit etc.

Posibilităţile de folosire a wollastonitului ca fondant şi constituent de masă ceramică permite folosirea lui într-un interval larg de temperatură corespunzînd la un mare număr de mase. Limita maximă de temperatură 1 160°C poate fi redusă, după cum au arătat experimentările noastre, sub 900°C pentru plăci de mozaic, pe bază de cioburi de sticlă, păstrînd cicluri de ardere foarte rapide, în jur de o oră.

Se cunosc în prezent o serie întreagă de mase, marea majoritate de faianţă plecînd în general de la compoziţia binară argilă-wollastonit brevetată de către W. M. Jackson [7]. Caracteristic pentru aceste mase este în primul rînd tendinţa de simplificare a compoziţiei folosindu-se în amestec doar 3 materii prime (tabela 5).

Tabela 5
[18]

Masa 1	Masa 2	Masa 3
Temperatura de ardere 1 120—1 160°C	Temp. ardere 1 060°C Ardere rapidă : 3 ore	Temp. ardere 1 080—1 100°C
Argilă plastică 30 %	Argilă plastică 30 %	Argilă plastică 31 %
Wollastonit 67 %	Wollastonit 55 %	Wollastonit 36 %
Nefelin sienit 3 %	Nisip cuarţ 15 %	Talc 33 %

Tabela 6

Caracteristici şi unităţi:	Greut. moleculară (Unit. atom. molec).	Greut. specifică (gf/cm³)	Coeficient de dilatare liniară 100% $CaO \cdot SiO_2$ (mm/mm/°C)	Indice de refracţie —
Wollastonit natural	116	2,8—2,9	$6{,}5 \times 10^{-6}$	1,616—1,631

O altă masă folosită în industria plăcilor de faianță mai este :

argilă plastică	20 %	wollastonit	55 % [11]
talc	15 %	feldspat	3 %
făină de sticlă	2 %		

această masă se prezintă astfel la analiza chimică : SiO_2 = = 53,5 %, Al_2O_3 = 9,3 %, CaO = 27,55 %, MgO = 4,75 %, K_2O = 1,35 %, Na_2O = 0,2 %, P.C. = 3,35 %.

Toate aceste mase de faianță semivitroase prezintă însușirile superioare descrise mai înainte avînd în plus coeficient mic de dilatare și rezistență la șoc termic și mecanic îmbunătățită.

În masele 70 % wollastonit și 30 % argilă plastică introducerea talcului are efect de topire. Masa cu 55 % wollastonit, 28 % argilă plastică și 17 % nisip de cuarț, nu are practic contracție după ardere și umflarea la umiditate este foarte scăzută ; reacția cu smalțul este puternică, acesta avînd o bună aderență la suprafața plăcii.

În general contracțiile plăcilor cu mai mult de 25 % wollastonit în masă sînt foarte mici : 0,5 % și chiar 0,1 — 0,2 %. Această calitate este foarte importantă în cazul cînd se livrează din fabrici plăci lipite pe coli de hîrtie cu rosturi care trebuie să se încadreze în anumite limite dimensionale.

În afară de plăcile tip faianță, wollastonitul se introduce și în plăcile de mozaic care au în compoziție făină de sticlă.

O asemenea masă este :

wollastonit	40 %	caolin	30 %
argilă	10 %	făină de cuarț	10 — 15 % [8]
făină de sticlă	5 — 10 %.		

Un studiu sistematic efectuat de W. M. Jackson asupra unor plăci de faianță de compozițiile arătate în tabela 6 a dat următoarele rezultate :

1) Rezistența mecanică a epruvetelor arse în funcție de apa de fasonare este prezentată în figura 6. Masele cu mult wollastonit au rezistență crescută chiar la cantități mai mici decît normalul de apă de fasonare. În general la cantități prea mari sau prea mici de apă apar stratificări la presare, presarea plăcilor făcîndu-se numai într-un anumit interval optim de umiditate. Plăcile cu conținut ridicat de wollastonit nu par a urma această regulă. Experimentările făcute de noi au arătat dispariția completă a stratificărilor de presare la un procent de peste 22 % wollastonit în masă.

La aceeași grosime a plăcilor și practic la aceeași presiune plăcile cu mai mult wollastonit sînt mai puțin dense, ceea ce corespunde la o economie de material fără înrăutățirea proprietăților plăcilor după presare, avantajele prezentate anterior rămînînd valabile după ardere.

2) Amestecurile cu 55 % și 70 % wollastonit se usucă aproximativ de 2 ori mai repede decît celelalte amestecuri. Cauzele acestei creșteri de rezistență la viteze și temperaturi mai mari de uscare sînt așezările în rețea a microcristalelor aciculare de wollastonit care preiau tensiunile create de degajarea de apă.

O masă cu wollastonit se poate usca timp de 2 minute la 482°C, pe cînd pentru obținerea aceluiași efect la o masă fără wollastonit sînt necesare 9 minute la 260°C.

3) Wollastonitul permite eliminarea mai ușoară a gazelor de combustie dacă se lucrează cu argile lignitoase ; sînt preferabile însă pentru arderi rapide argilele micacee sau silicioase. Temperatura eutecticului $CaO—Al_2O_3—SiO_2$ fiind mai scăzută decît cea a $MgO—Al_2O_3—SiO_2$ permite obținerea de temperaturi de ardere mai joase a amestecurilor cu wollastonit decît a celor cu talc.

Scăderea temperaturii de ardere aduce după sine economie de combustibil și exigențe mai puțin severe în construcția și caracteristicile tehnice ale cuptoarelor.

În legătură cu viteza de răcire este interesant de a se considera coeficientul de dilatare al argilelor în comparație cu coeficientul de dilatare al wollastonitului. S-a constatat că wollastonitul are coeficientul de dilatare de același ordin de mărime cu al unei argile plastice calcinate : 0,4 % la 600°C ; în acest caz dacă se face răcirea bruscă, contracțiile între aceste două materii prime sînt minime.

Tabela 7
[20]

Nr. masei	Wollastonit fin măcinat	Talc	Făină de cuarț	Pirofilit	Argilă plastică
1	70	—	—	—	30
2	55	—	15	—	30
3	45	10	15	—	30
4	35	20	15	—	30
5	25	30	15	—	30
6	15	40	15	—	30
7	30	40	—	—	30
8	8	35	17	16	30
9	43	—	17	16	30

Dacă amestecul care se răcește brusc are în compoziția sa SiO_2 sub formă de cuarț, răcirea trebuie încetinită datorită transformării cuarțului de la 575°C. Wollastonitul prezintă avantajul că aduce SiO_2 legat, nefiind necesar a se încetini răcirea.

Analizînd în încercări de laborator plăcile arse rapid față de cele arse în condiții clasice, se constată că nu există diferențe ale caracteristicilor fizico-mecanice și ceramice. În plus rezistența la șoc mecanic și termic a plăcilor arse rapid este crescută.

Prezentarea mai pe larg a aplicațiilor wollastonitului în masele de plăci de perete subliniază necesitatea introducerii acestuia în compozițiile amestecurilor pentru obținerea de procese tehnologice cu mare eficiență economică și preț de cost scăzut.

D. Introducerea wollastonitului în alte tipuri de mase ceramice

Aplicațiile wollastonitului s-au extins și la alte mase ceramice diferite de masele de materiale de construcții. Utilizările sale în ceramica de artă (12 — 15 %), în faianța de menaj (cca 10 %), în ceramica filtrantă (60 — 65 %), imprimă maselor proprietățile superioare amintite mai înainte, adaptate la caracteristicile specifice ale maselor respective.

Folosirea wollastonitului în masele ceramice electrotehnice ridică caracteristicile mecanice și dielectrice. La 20°C permeabilitatea dielectrică a masei cu wollastonit este cuprinsă între 4,4 — 6,8 pentru o frecvență de 1 MHz ; tangența unghiului pierderilor dielectrice este de $1{,}7 \cdot 10^{-4}$ în aceleași condiții. Rezistența mecanică la flexiune statică este de 900 — 1 500 kgf/cm^2.

Nu se recomandă arderea maselor cu wollastonit peste 1 260°C, deoarece wollastonitul se transformă în pseudowollastonit cu creșterea coeficientului de dilatare și perturbarea rețelei cristaline.

Față de izolatorii pe bază de talc care au o rigiditate dielectrică 240 V, izolatorii pe bază de wollastonit rezistă pînă la 350 V.

VII. CONCLUZII

Avînd în vedere marea reacționabilitate cu majoritatea materiilor prime și proprietățile superioare pe care le imprimă wollastonitul materialelor de construcție și obiectelor ceramice arse, acesta se poate folosi în procente variate practic în orice tip de masă ceramică.

În special în masele de plăci de perete este posibilă introducerea de cantități mai mari ; wollastonitul produce schimbări spectaculoase de tehnologii cu mărirea la maximum a eficienței economice și reducerea prețului de cost.

Wollastonitul românesc introdus în masele ceramice duce la compoziții chimice și proprietăți noi, nu ridică prețul de cost al maselor, la tonă fiind livrat la un preț redus. Este posibilă o dată cu mecanizarea extracției și sortării skarnului wollastonitic o scădere ulterioară simțitoare a prețului de cost.

Introducerea treptată, pe scară din ce în ce mai largă, a wollastonitului în fabricile și uzinele ceramice din România, atît în domeniul materialelor de construcții, cît și în cel al ceramicii de menaj și al ceramicii tehnice, ar putea duce în următorii ani la realizarea de economii şi beneficii mai mari decît cele planificate, concomitent cu ridicarea calităţii producţiei la nivelul şi cerinţele actuale ale dezvoltării economiei naţionale şi a nivelului de trai al oamenilor muncii.

Bibliografie

[1] Holdrige D.A. : *Transactions of the British Ceramic Society*, februarie 1965.

[2] * * *: *Fabricarea plăcilor de faianţă în R.P. Bulgaria*. Documentare M.I.C. — DGIMI.

[3] Cini L. : *La Ceramica*, ianuarie 1963.

[4] * * * : Prospect Tehnico-Comercial al Firmei Cabot — U.S.A., Interceram, martie 1966.

[5] Toropov N.A. : *Îndreptar cu diagrame de compoziţie a sistemelor silicotice*, Ed. Academiei U.R.S.S. 1965.

[6] Blin C. şi Levandovsky L. : *L'industrie céramique*, septembrie 1964.

[7] * * * : Brevet U.S.A. 2.910.760 din 3 noiembrie 1959.

[8] * * * : Sprechsaal für Keramik-glas-silikate, iunie-iulie-august 1965, la secţiunea Fragekasten.

[9] Polar A.L. : *Ceramic Industry*, iunie 1959.

[10] Polar A.L. şi Jones R.B. : *Bulletin of the American Ceramic Society*, septembrie 1959.

[11] Wanie W. : *Glas-Email-Keramo-Technik.*, ianuarie 1965.

[12] Cazal A. : *L'industrie céramique*, mai 1964.

[13] Matveev M.A. şi colaboratorii : *Steklo i Keramika*, februrie 1964.

[14] Keeling P.S. : *Transactions of the British Ceramic Society*, octombrie 1963.

[15] German W.L. : *Ceramics*, martie 1965.

[16] Vukovich M. : *J. American Ceramic Society*, octombrie 1956.

[17] * * * : Brevet Anglia 805.337 din 7 decembrie 1958.

[18] * * * : *Mase ceramice reprezentative*. Ceramic Industry, ianuarie 1964

[19] Avieticov V.G. şi colaboratorii : *Steklo i Keramika*, martie 1960.

]20] *Jackson M. W.*: Lucrări citate în [6]

Contribuţii la realizarea finisării superioare a construcţiilor

Arh. C. Gurgui

Un obiectiv important prevăzut în Directivele Congresului al IX-lea al P.C.R. îl constituie îmbunătăţirea continuă a calităţii construcţiilor prin mărirea gradului de finisare a acestora.

În cele ce urmează se prezintă unele procedee care permit, pe de o parte, creşterea calităţii estetice şi de durabilitate a unor finisaje, iar pe de altă parte o sporire a eficacităţii economice a acestora faţă de unele procedee obişnuite.

Realizarea lor se bazează pe principiul prefabricării, folosind ca liant, în unele cazuri, cimentul alb şi cel colorat, în alte cazuri răşini sintetice în compoziţie sau chiar ambii lianţi. De asemenea, aceste procedee se bazează pe folosirea agregatelor şi a nisipurilor din roci marmoreene dispuse, fie numai în straturile de uzură a pieselor respective, fie în întreaga masă a acestora.

I. FOLOSIREA CIMENTULUI ALB

Folosirea cimentului alb nu este o metodă nouă pentru finisarea lucrărilor de construcţii. Constructorii îl folosesc însă cu mari precauţiuni şi în proporţie redusă, din următoarele considerente : în compoziţia cimentului alb, trioxidul de fier (Fe_2O_3) intră într-o proporţie foarte mică (cca 0,5%), în schimb trioxidul de aluminiu (Al_2O_3) intervine în proporţie de cca 10,5%, ceea ce face ca în timpul prizei şi chiar în timpul de întărire să aibă contracţii mari, conducînd la fisurarea şi crăparea pieselor respective.

În cazul cînd în cimentul alb se introduce nisip, experienţele efectuate la lucrările respective pe şantier arată că se poate evita cu mult fisurarea acestuia. Nisipul, în general, nu are însă culoarea albă, din care cauză modifică în mod dezagreabil culoarea cimentului alb.

Pe de altă parte, piesele turnate din betoane de marmură care necesită suprafeţe lustruite, din cauza prezenţei nisipului, nu pot fi aduse în starea dorită, deoarece nisipul din mortar la şlefuire produce în permanenţă zgîrieturi şi oricît s-ar şlefui, suprafaţa rămîne mată.

În scopul evitării fenomenului de fisurare a pieselor, pentru realizarea unui colorit în alb şi chiar în alte culori a acestora şi asigurarea obţinerii unui luciu normal, este necesară adaptarea unui procedeu de înlocuire a nisipului din mortarele de ciment alb. Un procedeu eficient este înlocuirea nisipului obişnuit cu nisip din roci marmoreene.

În acest sens, pentru obţinerea culorii albe se poate folosi nisipul de marmură albă (de exemplu, marmură de Ruşchiţa). Pentru obţinerea unor piese în alte culori, se pot folosi nisipuri din marmuri colorate, a căror coloraţie poate fi îmbunătăţită şi prin adăugarea de pigmenţi minerali.

Trebuie arătat de asemenea că nisipul de marmură (carbonat de calciu cristalizat) are o aderenţă mai bună faţă de piatra de ciment, decît nisipul obişnuit, datorită influenţei reţelei cristaline a agregatului asupra reţelei cristaline a pietrei de ciment (adeziune epitaxică).

Din experimentări, rezultă că, ţinînd seama de legile compactităţii, curba granulometrică a nisipului respectiv trebuie să fie discontinuă. Această curbă reprezintă 60% granule de la 1—2 mm, şi 40% granule sub 0,5 mm din care cca 15% granule sub 40 microni şi care pot constitui adaos la clincherul de ciment alb, obţinîndu-se astfel, prin măcinarea acestuia, direct cimenturi colorate.

Folosirea nisipului de marmură — sau cum este denumit de constructori „praf de marmură" — în cimentul alb, a fost experimentată în ultimii ani în lucrările de finisaje de marmură executate de Întreprinderea Marmura Bucureşti. Astfel mortarele albe sau colorate folosite la umplerea rosturilor în pardoselile de mozaic veneţian din plăci poliedrice (unde rosturile sînt de lăţimi mari) nu prezintă crăpături. De asemenea, piesele prefabricate din beton de marmură, cu ciment alb (trepte, dale, plăci pentru socluri etc.) a căror prefabricare s-a realizat prin turnare, vibrare şi aburire, nu au prezentat fenomenul de crăpare.

★

Aplicarea procedeului arătat mai sus, prin folosirea cimentului alb, care înlătură degradarea pieselor executate şi conduce la obţinerea unui finisaj superior, poate fi extins la o gamă bogată de piese, de exemplu : trepte, dale, ancadramente, socluri, cornişe, chesoane finisate pentru pereţii construcţiilor industriale şi chiar la unele construcţii de beton armat cu sîmbure de fier profilat la care învelişul îl constituie betonul de marmură.

În ceea ce priveşte eficienţa tehnico-economică a procedeului respectiv, se pot menţiona următoarele rezultate :

— eliminarea cheltuielilor de refacere a pieselor degradate, prin mărirea duratei de exploatare a acestora ;

— reducerea la minimum a cheltuielilor de întreţinere ;

— obţinerea de finisaje estetice şi durabile ;

— eliminarea costului finisajelor obişnuite la piesele turnate din beton obişnuit, respectiv costul tencuielii de 7,20 lei/m^2 (C.J. 2 b) şi costul zugrăvelii cu vinacet de 6,35 lei/m^2 (C.R.23), în total 13,55 lei/m^2.

Pentru exemplificarea efectului înlocuirii finisajelor obişnuite cu procedeul arătat, se dau mai jos cîteva exemple de preţuri comparative între soluţia obişnuită şi cea preconizată :

— Un metru cub beton turnat în chesoane pentru pereţii halelor industriale sau pereţii prefabricaţi pentru locuinţe costă 234,36 lei sau 2,34 lei/m^2 cm grosime (C.U.15.d.1.).

— Un metru cub beton de marmură cu ciment alb costă 740 lei sau 7,40 lei/m^2 cm grosime.

Dat fiind că pe suprafaţa văzută a peretelui nu este nevoie să se toarne decît un cm grosime de beton de marmură, diferenţa de cost la un metru pătrat revine la 7,40—2,34 =

= 5,06 lei. La aceasta se adaugă costul sablării pentru scoaterea în relief a granulei de marmură de cca 2,30 lei/m². Deci metrul pătrat de finisare a pereţilor cu beton de marmură este de 7,36 lei/m².

Preţul de cost al finisajului prin procedeul obişnuit revine la :

Costul tencuielii şi zugrăvelii respective pentru pereţii de beton este de 13,55 lei /m².

În consecinţă, procedeul obişnuit de finisare este mai scump decît cel cu beton de marmură cu 6,19 lei/m², la care se mai adaugă şi cheltuielile du refacerea la fiecare 4 ani a zugrăvelii cu vinarom care în decurs de 20 ani însumează un cost de cca 31 lei/m².

II. DALE SPECIALE DIN MARMURĂ CONCASATĂ

În ultimii 2—3 ani, întreprinderile din cadrul M.I.C. au început să fabrice dale pentru pardoseli, deosebite faţă de dalele mozaicate obişnuite. Stratul de uzură în grosime de 15 mm are la bază mortarul de ciment alb cu agregate de marmură.

Avantajele acestor dale faţă de cele din beton mozaicat sînt în principal următoarele:

a) Suprafaţa de uzură are în amestec granule de marmură de dimensiuni mai mari (între 10—20 mm grosime faţă de 3—5 mm la dalele din beton mozaicat).

b) Răspîndirea granulelor de marmură pe suprafaţa dalei este mai deasă, ceea ce le dă un aspect mai estetic şi o rezistenţă mai mare la uzură.

c) Prezenţa în mortarul de ciment alb a prafului de marmură permite ca lustruirea să se obţină şi în cîmpul de ciment dintre granule.

d) Prin uzura în timp, suprafaţa respectivă nu se degradează ci din contră suprafaţa de marmură văzută se măreşte prin micşorarea spaţiilor dintre granule şi ca o consecinţă rezistenţa la uzură creşte. Acest fenomen s-a constatat la diverse spaţii comerciale cu mare frecvenţă la uzură, de exemplu : fostul magazin Delta Dunării-Bucureşti, cantinele studenţeşti Grozăveşti etc.

Spre deosebire de cele de mai sus, procedeul obişnuit de turnare a mozaicului prezintă următoarele inconveniente :

— la mozaicul turnat, numai după doi ani de exploatare, apar crăpături şi chiar degradări ;

— mozaicul turnat pe şantier nu asigură o estetică mai deosebită, neavînd înglobate granule de marmură de dimensiuni mari ;

— productivitatea muncii la executarea pardoselilor de mozaic turnat este cu 50% mai mică decît la cele cu dale livrate gata lustruite în fabrică şi cu 19% mai mică faţă de dalele şlefuite în fabrică şi lustruite pe şantier.

În ceea ce priveşte preţul de cost, rezultă următoarele date comparabile :

— Preţul de cost al unui metru pătrat de pardoseală din dale din marmură concasată cu ciment alb, montat şi finisat, revine la 59,28 lei/m², inclusiv cotele de încheiere a devizului (pentru dalele livrate din fabrică gata şlefuite şi lustruite). În acest cost s-a introdus mărirea cu 40% a manoperei de montaj, deoarece pentru montarea dalelor gata lustruite se cere o atenţie mai mare ; în preţ este prevăzut şi ceruitul.

— Preţul de cost al unui metru pătrat de pardoseală din dale de marmură concasată cu ciment alb (livrate din fabrică şlefuite — urmînd ca finisarea definitivă să se realizeze pe şantier după montaj) revine la 66,58 lei/m².

— Preţul de cost al unui metru pătrat de pardoseală din mozaic de marmură turnat în carouri cu ciment normal gri revine la 56,71 lei/m², inclusiv cotele de încheiere a devizului (C.K. 18 a_2 + C.A.$_1$ C_1 + C.K.33 a).

Din cele de mai sus rezultă că preţul cel mai apropiat de pardoselile din mozaic turnat este cel al pardoselilor din dale de marmură concasată, livrate pe şantier gata lustruite.

Avînd însă în vedere creşterea de două ori a productivităţii muncii pe şantier, noul procedeu devine mai rentabil.

De asemenea, costurile pot fi mult micşorate în cazul unei organizări raţionale a concasării marmurelor. Această reducere a costurilor se explică prin aceea că din staţiile de concasare se poate utiliza şi praful de marmură rezultat, care reprezintă cca 25% din cantitatea granulată, acest praf avînd întrebuinţare în aplicarea noilor procedee utilizate.

III. TREPTE DIN BETON DE MARMURĂ

O altă aplicaţie a folosirii cimentului alb în scopul creşterii gradului de finisare, pe baza procedeelor expuse, este şi aceea a treptelor din beton de marmură.

Realizarea treptelor din beton de marmură conduce în esenţă la următoarele rezultate :

— granulele de marmură foarte apropiate între ele au dimensiuni de 25—35 mm, nu se întrerup la muchia treptei, acelaşi bob urmărind atît suprafaţa treptei cît şi grosimea ei ;

— treptele prezintă un lustu ca şi marmura compactă ;

— se întreţin mai uşor, avînd înglobată în suprafaţa lor un mare procent de marmură ;

— se elimină pe şantier operaţiile de mozaicare a treptelor din beton ; numai din eliminarea acestor operaţii productivitatea muncii pe şantier creşte cu 200%.

În ceea ce priveşte compararea preţurilor, trebuie menţionat că :

— preţul de cost al treptelor din beton de marmură cu ciment alb şi contratrepte din granule de marmură, montate şi lustruite, revine la 51,56 lei/m ;

— preţul de cost al treptelor din beton mozaicat cu ciment obişnuit turnat pe loc şi lustruit este de 31,08 lei/m.

Din comparaţia acestor preţuri, ar putea rezulta că folosirea treptelor din beton de marmură nu prezintă o eficienţă din punct de vedere al preţului de cost.

Această diferenţă, respectiv lipsa de eficienţă economică, este numai aparentă, şi aceasta din cauza modului defectuos în care se calculează în prezent costul materiei prime respective.

Trebuie menţionat că ponderea cea mai mare în preţul de cost al treptelor din beton de marmură o constituie costul agregatelor de marmură. Aceste agregate se livrează la preţul de 214 lei/t.

Preţul excesiv de ridicat al agregatelor respective se explică prin sistemul încă rudimentar în care se obţine granularea marmurei şi de asemenea prin menţinerea aceluiaşi preţ al marmurei de granulaţie mare cu preţul marmurii de granulaţie mică, care necesită recirculări prin mori. Ori, în procedeul propus nu este necesară decît o trecere primară prin concasor a marmurii.

Lipsa de staţii cu debit mare de concasare contribuie deci în cea mai mare măsură la preţuri ridicate. Acest lucru îl dovedesc staţiile de concasare a calcarului de la Alejd pentru fabricarea prafului necesar agriculturii. Din aceste staţii se obţine praf la fineţea de 0,3 mm şi se livrează cu 45 lei tona loco staţia de încărcare sau cca 60—75 lei tona loco staţia de destinaţie.

În cazul debitării de granule între 10—30 mm, o astfel de staţie şi-ar tripla debitul şi deci dacă preţul obţinut la fabricaţia prafului este de 45 lei/t, acesta nu poate să fie mai mare în cazul debitării de granule mari, cu atît mai mult nu poate ajunge la preţul de 214 lei/t.

În consecinţă, prin perfecţionarea sistemului actual de concasare şi de stabilire a preţurilor respective, aplicarea treptelor din beton de marmură poate deveni eficientă şi din punct de vedere al preţului de cost.

În cele expuse la punctele de mai sus este cuprinsă numai o parte din gama de piese ce se pot realiza folosind cimentul alb cu agregate din marmură. Gama de piese realizate pînă în prezent este foarte restrînsă ; ea poate constitui însă o demonstraţie reală a posibilităţilor mari ce se deschid pentru lărgirea cu mult a sortimentelor de piese, cu care se poate realiza la un nivel estetic superior şi cu eficienţe tehnico-economice sporite, finisarea la construcţiile de tot felul.

IV. ÎMBRĂCĂMINŢI CU LIANŢI DIN RĂŞINI SINTETICE

În cele ce urmează se expune un alt procedeu destinat realizării de materiale pentru finisaj, avînd ca liant răşini sintetice, iar ca agregate granule din marmură sau alte roci concasate la dimensiunea sub 3 mm.

Unul dintre aceste materiale denumit ,,marmoroc'' este realizat din aglomerarea de granule de marmură de 0,5—1 mm, 1—2 mm şi 2—3 mm cu un liant incolor din răşini sintetice.

Materialul finit se prezintă fie sub aspectul de masă de spahlu, fie prefabricat în fişii de 95 cm lăţime şi 10 m lungime, livrabil în suluri. Grosimea făşiilor variază în raport cu grosimea granulei de marmură, adică de la 0,5 mm la 3 mm în greutate medie de 3,5 kg/m^2.

Se folosește la îmbrăcarea interioară și exterioară a pereților, înlocuind tencuiala din terasit.

Deoarece în compoziția sa intră marmura în spărtură naturală, culoarea nu se degradează fiind rezistentă la razele ultraviolete.

Din experimentările făcute pe șantier în ultimii patru ani, precum și din experimentările de laborator, rezultă că acest material se comportă bine la intemperii, se întreține ușor putînd să fie spălat cu apă. De asemenea, avînd porozitatea unei tencuieli obișnuite, nu constituie barieră de vapori și în plus nu are absorbție.

Fîșiile de „marmoroc" prefabricat se montează pe pereții de cărămidă sau beton tencuiți din brut și nivelați pentru a nu avea ondulații. Montarea se face cu mortar de ciment cu adaos de tras și aracet. Se montează și pe pereți din lemn prin lipire cu un adeziv sintetic (aracet E 50). Fîșiile montate una lîngă cealaltă nu identifică rosturile de lipire, suprafața respectivă apărînd în cîmp continuu.

Deoarece materialul este elastic și se poate tăia ușor cu foarfeca de tablă sau cu cuțitul, poate fi folosit la ornamentarea pereților cu diverse figuri avînd aspect de frescă.

În ceea ce privește eficiența tehnico-economică, din compararea acestui material cu tencuielile în terasit și cu cele în praf de piatră frecat (cel mai ieftin finisaj al fațadelor prevăzut în normele de deviz „C") rezultă :

— costul unui metru pătrat de tencuială în terasit este de 39,84 lei, inclusiv cota de încheiere a devizului ;

— costul unui metru pătrat de tencuială în praf de marmură este de 30,72 lei, inclusiv cotele de încheiere a devizului ;

— costul unui metru pătrat de marmoroc prefabricat montat este de 28,71 lei, inclusiv cotele de încheiere a devizului.

Rezultă că noul material, pe lîngă calitățile tehnicoestetice, este rentabil și din punct de vedere al eficienței economice. De asemenea, folosirea marmorocului conduce la o creștere a productivității muncii pe șantier cu peste 300 % față de procedeele clasice.

V. ELEMENTE DIN PLACAJE DE MARMURĂ REZULTATE DIN DEȘEURI DE LA TĂIEREA PLACAJELOR OBIȘNUITE

Plinte subțiri din marmură

Pe baza unui procedeu nou unitățile de marmură ale M.I.C. au pus în fabricație și livrează cca 300 000 m pe an plintă din marmură de 60 mm lățime și 6—10 mm grosime.

Prin faptul că s-a reușit ca marmura să poată fi debitată în plăci subțiri sub 20 mm, prețul acestor plinte a scăzut.

Față de plintele obișnuite de 20 mm grosime, al căror preț este de 36 lei/m, aceste plinte se livrează la prețul de 12 lei/m.

Folosirea lor în construcțiile de locuințe a luat un mare avînt începînd cu anul 1964, înlocuindu-se în proporție din ce în ce mai mare plintele de mozaic turnat cu plinte de marmură, ridicînd la un înalt nivel calitatea, estetica și durabilitatea finisării pardoselilor.

Prețul de deviz al acestor plinte, în comparație cu plintele din mozaic turnat, este cu 3 lei mai mare la m.

Față de prețul de cost al constructorului este însă cu 4 lei mai mic.

Productivitatea muncii crește cu 300 $^0/_0$ deoarece se elimină operațiile de turnare și frecare de pe șantier, acestea fiind înlocuite cu operația de montaj.

★

Din cele analizate, rezultă următoarele :

1) Pe baza unor aplicații experimentale efectuate pînă în prezent, rezultă posibilitatea extinderii unor noi procedee eficiente pentru obținerea unor finisaje superioare ale construcțiilor.

2) Procedeele se bazează pe folosirea agregatelor din roci marmoreene, avînd ca liant cimentul alb sau rășini sintetice, prin care se poate realiza o gamă bogată de elemente și materiale de construcții, necesare creșterii gradului de finisare, și scurtarea termenelor de execuție pe șantiere.

3) Aplicarea acestor procedee conduce la rezultate mai bune din punct de vedere tehnic (mărirea duratei de exploatare, reducerea la minimum a cheltuielilor de întreținere, lărgirea posibilității de creștere a gradului de prefabricare a finisajelor etc.) față de procedeele clasice.

4) Din determinările făcute, introducerea pe scară largă a acestor procedee poate avea o eficiență economică îmbunătățită, atît din punct de vedere al creșterii simțitoare a productivității muncii, cît și al reducerii prețului de cost față de prețul real al lucrărilor respective executate prin soluțiile obișnuite.

Sticla profilată și utilizarea ei

Ing. M. Dumitrescu

Scopul acestui articol este să prezinte cercetătorilor, proiectanților și constructorilor, un nou produs de sticlă considerat deja în multe țări ca un material revoluționar de construcție ; este vorba de materialul cunoscut sub numele de „PROFILIT" în R.F.G., Franța, Anglia, „PROFILIT-ALLPROFIL" în Austria, „COPILIT-PROFILGLAS" în R.D.G. și R.P.U., „PROFILIT-BYGG-GLAS" în Suedia.

Cu toate că producția lui a început în R.D.G. încă din anul 1957 la Fabrica de geamuri din Pirna, în Austria începînd din 1958, la Fabrica Mossbrunner-Glassfabriks-AG, în U.R.S.S. începînd din 1964 la Fabrica Borsk din regiunea Gorki, în Franța la Fabrica Glaces de Boussois la Wingles, precum și în multe alte țări, acest material apare încă și astăzi ca un material nou, datorită calităților lui care permit extinderea continuă a domeniului de utilizare.

Această sticlă, fiind executată prin tragere continuă, are lungimea limitată numai de condițiile de transport. Secțiunea transversală în formă de U cu aripile paralele scurte îi dă o rigiditate deosebită și posibilitatea utilizării în diferite forme de alcătuire. Ea se livrează cu structura sticlei brute sau poate fi prevăzută cu fire metalice la interax de 2,5 cm ; în unele țări (Anglia) se produce și ca geam armat cu plasă sudată în puncte, cu ochiuri de 1,25 cm.

În afara profilului de bază care are forma de U, în Austria se produc și profile speciale : în formă de ╱╲╱ — Shed — — Decofultglas — , în formă de arc de cerc ⌒, semicerc ∩ sau ╲__╱╲ ; în U.R.S.S. se produce un profil închis de formă dreptunghiulară cu sudură longitudinală, avînd lățimea de 110—250 mm și înălțimea de 45—55 mm.

Caracteristicile geometrice ale profilului cu secțiunea U sînt arătate în tabela 1.

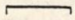
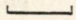
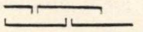
Caracteristicile fizice determinate pe elemente de perete simplu și dublu sînt arătate în tabela 2.

Coeficientul de conductibilitate termică, analizat în mod special, capătă următoarele valori valabile pentru sticla produsă în Suedia, Austria, R.D.G. şi R.P.U.

— la perete exterior cu un strat de sticlă	6,5 kcal/m²hgrad
— la perete exterior cu două straturi de sticlă	3,0 kcal/m²hgrad
— la perete interior cu un strat de sticlă	3,0 kcal/m²hgrad
— la perete interior cu două straturi de sticlă	2,0 kcal/m²hgrad
— la ferestre exterioare cu un strat de sticlă	6,0 kcal/m²hgrad
— la ferestre exterioare cu două straturi de sticlă	2,8 kcal/m²hgrad.

Utilizarea profilitului măreşte distanţa între sprosuri la 3—5 m, reducînd astfel suprafaţa de elemente metalice la contactul cu plăcile de sticlă; în acest fel se micşorează în mare măsură influenţa dezavantajoasă a punţilor reci termice.

Transmiterea luminii, exprimată în procentul cantităţii de lumină ce trece prin sticlă, diferă după calitatea acesteia, astfel că, în cazul profilelor Copilit, are următoarele valori în procente:

Direcţia căderii luminii	nord	est	sud	vest
	97,3	92,4	89,8	92,6
	92,9	85,6	80,3	84,1
	86,6	74,4	64,5	74,2

Profilul BYGG produs în Suedia are următoarele valori pentru transmiterea luminii:

— la un singur strat	95%
— la două straturi	89%.

Gradul de fonoizolare a unui perete despărţitor de 2,5 m înălţime, fără elemente de deschidere (uşi, ferestre) cu două straturi de sticlă, este de 24—28 dB.

Valorile privind rezistenţa mecanică, arătate în continuare, sînt stabilite în cadrul unor lucrări de cercetare făcute în mai multe ţări. Necesitatea acestor încercări rezultă din aceea că aceste valori sînt puternic influenţate de o serie de factori locali.

În U.R.S.S., Institutul de Construcţii şi Laboratorul de cercetări fluviale din Gorki ale Ministerului Flotei Fluviale al R.S.F.S.R. au făcut încercări la încovoiere şi determinări teoretice, folosind pentru calcul normativele SN şi PII-A-10-62 şi SN şi PII-A-11-62. Rezistenţa la încovoiere s-a stabilit folosind relaţia $\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\min}}$, unde m = coeficient al condiţiilor de solicitare şi care s-a luat de 0,8 pentru construcţii experimentale.

Deformaţia a fost stabilită folosind relaţia:

$$\frac{f}{l} = \alpha \frac{M^n l}{EI} < \frac{1}{500}$$

unde

M^n este momentul încovoietor maxim produs de sarcinile normative;

l = deschiderea teoretică a grinzii;

E = modulul de elasticitate;

I = moment de inerţie;

α = coeficient funcţie de rezemarea şi modul de încărcare a grinzii.

Modulul de elasticitate variază în funcţie de calitatea sticlei: 800 000 kgf/cm² în cazul sticlei COPILIT, 579 000—650 000 kgf/cm² în cazul sticlei BYGG şi 650 000—705 000 la sticla produsă în Austria; rezultă că sticla suedeză este de calitate inferioară celorlalte.

Principalele caracteristici de rezistenţă a materialelor din sticlă profilată tip COPILIT sînt următoarele:

— Momentul de rupere mediu al sticlei profilate, dacă sarcina este pe partea aripilor:

la sticlă profilată de 17 cm lăţime:	2 850—3 870	kgf cm
la sticlă profilată de 25 cm lăţime:	5 250	kgf cm

dacă sarcina este pe partea plăcii:

la sticlă profilată de 17 cm lăţime:	790—1 110	kgf cm
la sticlă profilată de 25 cm lăţime:	1 220	kgf cm.

Tabela 1

Ţara producătoare	Lăţimea (mm)	Lungimea (mm)	Înălţimea flanşei (mm)	Grosimea (mm)	Greutatea (kg/m)
Austria	120—500	max. 5 000	40	5—6	—
R.D.G.	120—500	max. 5 000	—	—	—
U.R.S.S.	180—500	max. 7 000	35—50	5—6	5,0
R.P.U.	250—500	max. 5 000	—	—	—
Franţa	262	5 000—7 000	38—41	6	4,5
Suedia	220—500	3 000—5 000	—	6	—
Republica Socialistă România	230	3 000—5 000	34—37	6	—

Tabela 2

Caracteristica	Franţa	U.R.S.S.	Austria	R.P.U.
Perete simplu				
Greutatea incl. joantele kg/m²	18			
Izolaţia termică K	5,5			
Izolaţia fonică dB	20—30			
Transmisia luminii %	78		80—85	80—95
Coeficient de conductibilitate termică kcal/m²hgrd				6,0 (ext)
Perete dublu				
Greutatea incl. joantele kg/m²	36			
Izolaţia termică K	3,0		2,5 (ext) 2,08 (int)	
Izolaţia fonică dB	30		31	24—28
Transmisia luminii %	60			
Coeficient de conductibilitate termică, kcal/m²hgrd	—	2,1—2,2	2,66—2,9	2,1 (int)

— Momentul de încovoiere maximal al sticlei profilate pe axa X, dacă deschiderea este de

	17 cm lățime	25 cm lățime
1,0 m	39—44 kgm	65,5 kgm
1,5 m	58—66 kgm	94,0 kgm
2,0 m	78—88 kgm	125,0 kgm
2,5 m	97—110 kgm	156,0 kgm
3,0 m	116—131 kgm	188,0 kgm.

În cazul repartizării uniforme a sarcinii, în funcție de deschidere, sarcina maximă este următoarea:

sticla profilată de	17 cm lățime	25 cm lățime
1,0 m deschidere	465—635 kg/m²	588 kg/m²
1,5 m deschidere	305—417 kg/m²	384 kg/m²
2,0 m deschidere	223—305 kg/m²	284 kg/m²
2,5 m deschidere	176—240 kg/m²	224 kg/m²
3,0 m deschidere	141—200 kg/m²	184 kg/m².

Rezistența la șoc are următoarele valori:

— geam armat cu sîrma în sus	3 kgf/cm²
— geam armat cu sîrma în jos	3—5 kgf/cm²
— geam nearmat	5—27 kgf/cm².

Rezultatele au arătat că:

— În calcule sticla se supune legii lui Hooke.

— Rezistența la încovoiere este de 200 kgf/cm² (medie).

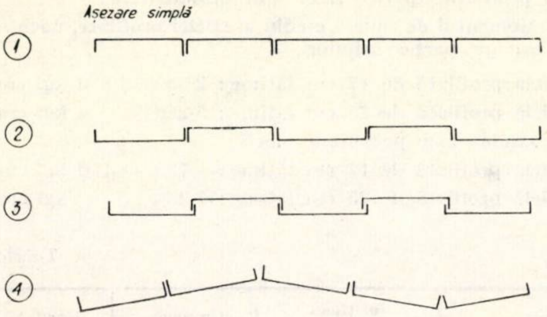
— Raportul între săgeata și lungimea epruvetei este de 1/500.

— La sarcinile date de vînt deschiderea poate fi de 3,5 m și în cazuri speciale 6,5 m.

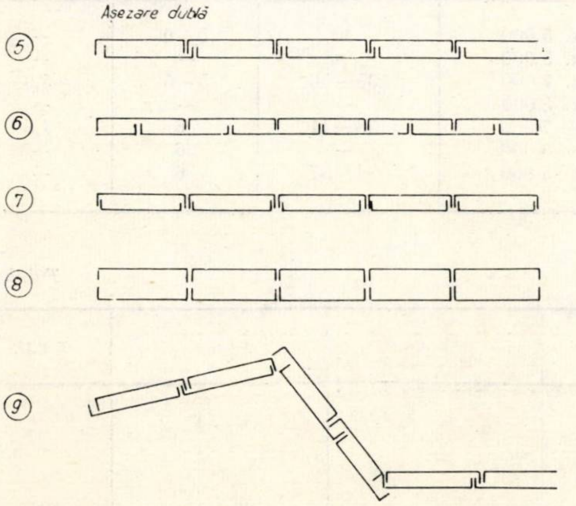
— La planșee deschiderea poate fi de 1,5 m.

Soluțiile de îmbinare utilizate sînt următoarele:

— la perete simplu:



— la perete dublu:

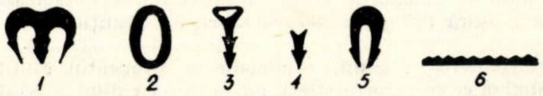


Stratul de aer cu grosime optimă de 4 cm constituie un element de reglare a temperaturii și de izolare fonică.

Profilele se montează într-o ramă continuă, avînd secțiunea unui U executat din oțel sau din lemn: se poate folosi chiar un rost executat în zidărie sau în beton. La pozarea în strat dublu este necesară o lățime de 60 mm și o adîncime de 40 mm; pentru montarea capătului inferior al fîșiei de sticlă, rama se execută cu formă de cornier completată cu o șipcă suplimentară. Între fîșiile de sticlă și construcția portantă a ramei se introduce un material spumos (poros). Fîșiile se sprijină pe suporți mici executați din ebonit, cauciuc sau PFL, așezate în zona de îmbinare a aripilor. Pentru a se evita depunerile de apă condensată, între cele două straturi de fîșii de sticlă, s-au montat filtre de aer, care fac posibilă o circulație continuă a aerului și anume de jos în sus, între straturile de sticlă.

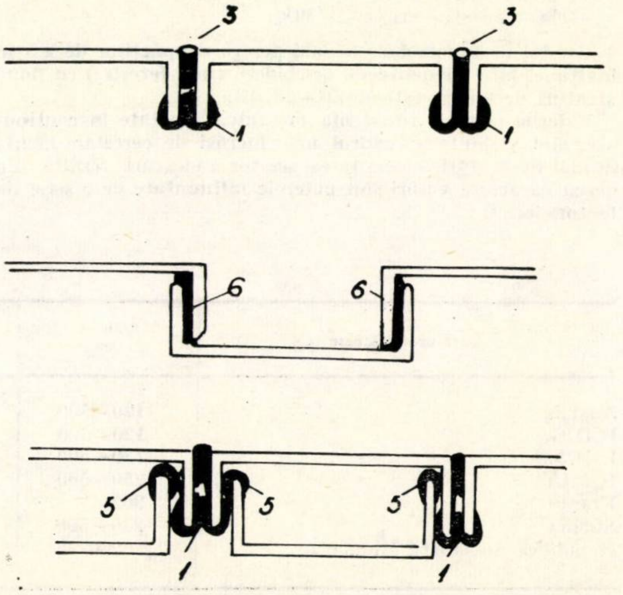
La construcții de înălțime mai mare (4—6,5 m) este indicat să se adopte pozarea dublă.

Pentru etanșare se folosesc profile speciale din PVC moale, polistiren expandat sau chituri elastice de masă plastică. Profilele speciale sînt de următoarele forme:



Calitatea lucrării depinde în mod deosebit de calitatea materialelor de etanșare și de prindere laterală. În R.P. Ungară, pînă în 1965, calitatea obținută a fost nesatisfăcătoare din cauza lipsei unor materiale corespunzătoare de etanșare a rosturilor (s-au folosit chituri obișnuite) și a folosirii profilelor laminate obișnuite ca elemente de suport în locul profilelor de tablă subțire.

Pentru exemplificare dăm cîteva detalii de alcătuire folosite în străinătate.



Faptul că poate fi tăiat pe șantier la dimensiuni necesare, întocmai ca și sticla uzuală, deschide pentru geamul PROFILIT noi domenii de utilizare.

Trebuie menționat faptul că, în cazuri speciale, sticla se acoperă cu vopsele de email sau vopsele economice, peliculă de aerosol sau se colorează masa de sticlă topită.

În ceea ce privește efectele economice ale utilizării geamului profilat, se prezintă unele date stabilite în U.R.S.S. și R.P. Ungară. Astfel, în U.R.S.S., s-a alcătuit o comparație între mai multe soluții de rezolvare a pereților, obținîndu-se următoarea situație:

— perete vitrat din două rînduri de geamuri	14,52 rb/m²
— zidărie din două cărămizi (tencuite și zugrăvite) în pereți continui	8,26 rb/m²
— idem în pereți cu 35% goluri	10,34 rb/m²
împrejmuiri verticale din beton armat cu sticlă	12,00 rb/m²
— blocuri de sticlă de 194×194×98 mm	18,00 rb/m²
— profile din sticlă termostatică cu secțiune în U	5,87 rb/m²

— profile din sticlă termostatică cu secțiune dreptunghiulară	8,50 rb/m^2
— profile din sticlă calcosodică cu secțiunea în U	3,90 rb/m^2
— profile din sticlă calcosodică cu secțiunea dreptunghiulară	5,60 rb/m^2.

În prețurile stabilite mai sus s-au inclus și costurile garniturilor elastice.

O analiză făcută în R.P. Ungară arată că se obțin reduceri de cost apreciabile chiar în faza experimentală, luînd în calcul prețul de import folosit în R.P.U. Astfel:

— La pereți de înălțime corespunzătoare cu lungimea plăcilor de sticlă, se obțin economii de peste 55% din costul soluției tradiționale; la o înălțime mai mare decît lungimea plăcilor, economia realizată se reduce la 48% în cazul în care se folosesc profile din tablă.

— La luminătoare se obține o reducere a costului de 28 %.

— La ferestre rabatabile și la porți nu este favorabilă folosirea sticlei profilate; la porți se provoacă accidente și duce la cheltuieli cu 45% mai ridicate decît soluțiile tradiționale.

Reducerea costului lucrării se datorește în principal reducerii consumului specific de oțel și creșterii productivității. Astfel:

— La pereți de înălțime corespunzătoare lungimii plăcilor, consumul se reduce de 20 ori, adică la 5%, în timp ce productivitatea crește de circa patru ori, iar productivitatea muncii de lăcătușerie de circa 20 ori; la înălțimi mai mari decît lungimea plăcilor, consumul reprezintă 16% din consumul de oțel al soluției tradiționale, în timp ce productivitatea crește de circa trei ori, iar productivitatea muncii de lăcătușerie crește de circa cinci ori.

— La luminătoare consumul se reduce la circa 27%, în timp ce productivitatea crește de trei ori, productivitatea muncii de lăcătușerie crește de circa cinci ori.

— La ferestre rabatabile nu se realizează o economie importantă, iar productivitatea scade.

Prin reducerea suprafeței elementelor metalice necesare la un m^2 de perete, se micșorează lucrările de întreținere și implicit cheltuielile. Sticla și oțelul permit ca durata de viață a elementelor realizate să fie de circa 100 de ani. Valoarea totală a diferenței cheltuielilor de întreținere se calculează cu relația:

$$G = \sum_{n=1}^{n} \mu (U_1 - U_2)$$

unde

n este perioada de exploatare;

μ = coeficient de discont cu o dobîndă anuală de. . .

$U_1 - U_2$ = diferența anuală.

Folosirea unor materiale de etanșare necorespunzătoare modifică nefavorabil această diferență, făcînd să crească cheltuielile de întreținere.

Din experiența utilizării acestor profile a reieșit că este recomandabil ca ele să fie folosite la lungimea de livrare în comerț, montarea să se facă în elemente fixe, ramele de prindere să se facă din profile de tablă presată, dîndu-se atenție rezolvării evacuării apei și evitării condensului. Avînd în vedere diferențele importante care apar între soluția cu perete neîmpărțit și cea cu perete împărțit prin elemente orizontale, rezultă necesitatea producerii unor profile de lungime mare.

În ceea ce privește arhitectura elementelor realizate, trebuie menționat că se obțin efecte estetice deosebite. Datorită culorii verde de apă care are o influență liniștitoare, a folosirii unor materiale de etanșare de diverse culori, dispar suprafețele de umbrire date de sprosurile dese și, luminate noaptea, aceste suprafețe de sticlă dau reflexe fluorescente. Simplitatea alcătuirilor și ușurința de curățire fac să se extindă avantajele estetice obținute.

Datorită avantajelor sale estetice și tehnico-economice, acest element de sticlă a cucerit foarte repede piața de materiale pentru construcții, mai ales că sub formă de element prefabricat el poate prelua anumite funcțiuni statice, permițînd să se nască o nouă arhitectură a sticlei și un nou sistem de construcție în care betonul și oțelul trec pe un plan secundar. Utilizările sticlei profilate se extind la un număr mare de elemente constructive ca de exemplu: pereți laterali și luminătoare la clădiri industriale; luminătoare șed verticale sau înclinate; pereți de închidere și separare la clădiri civile și social-culturale (spitale etc.); plafoane și elemente de compartimentare pentru protecție anticorosivă; peroane de gări, jaluzele și parapete la balcoane; pereți la casa ascensorului și casa scării; paravînturi; pereți laterali și învelitori la sere horticole.

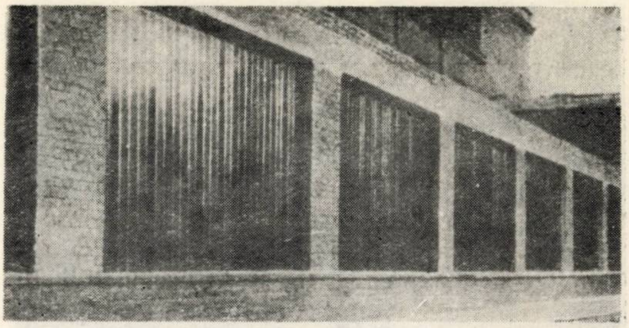


Foto. 1. Fragment de fațadă la o secție a fabricii de cărămidă din Afoninsk — U.R.S.S.

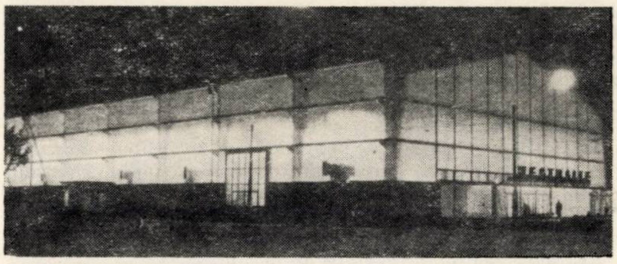
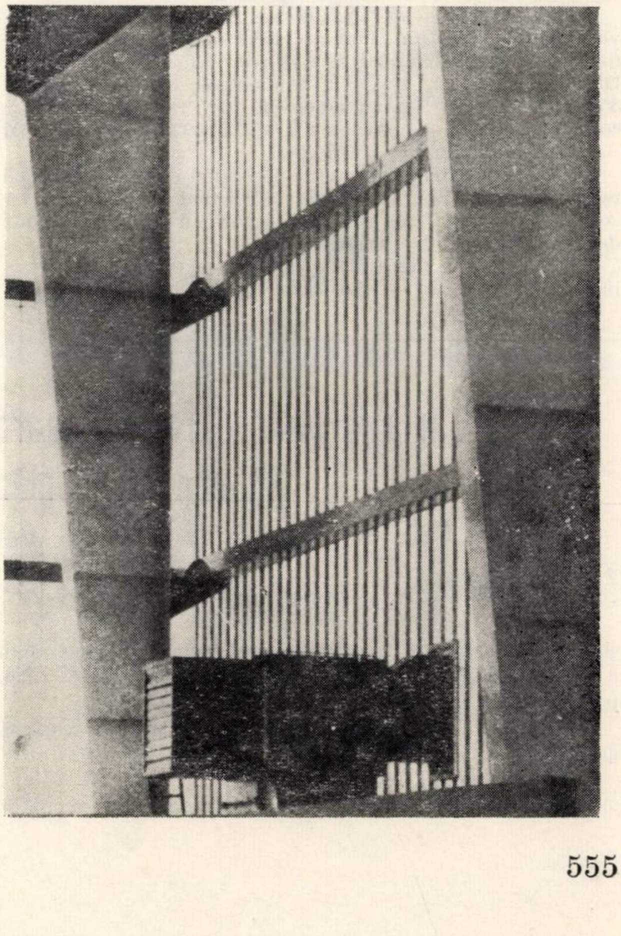


Foto. 2. Sală de expoziție cu dimensiuni de 42 × 127 m, executată în 1960 la Viena

Dintre realizările mai importante menționăm:

În 1960 s-a executat la Viena clădirea Expoziției de toamnă, cea mai mare clădire de expoziție din Europa la data aceea (80 000 m^3) pe o suprafață de 42 × 127 m. Pe scheletul metalic

Foto. 3. Sistem de pozare verticală la sala de expoziție din Viena



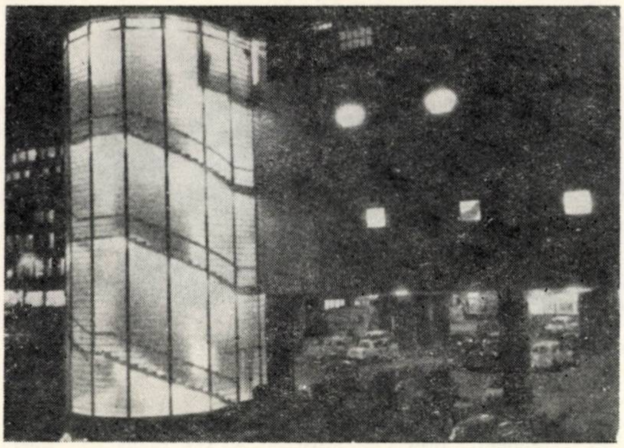


Foto. 4. Pozare orizontală la casa scării unei construcții din Stuttgart

de rezistență s-a montat paianta metalică exterioară alcătuită din grinzi orizontale de tablă îndoită, la distanță de 0,40 m de stîlpi, pe console scoase din aceștia. Lipsa totală a elementelor metalice în fațadă face ca hala să pară asemenea unui corp de sticlă continuu.

Tot la Viena s-a închis cu pereți de PROFILIT sala de festivități a unei școli.

În R. P. Ungară, în condiții create de utilizarea unor profile de sticlă importate, a existat o dezvoltare rapidă chiar din primii ani; astfel, în 1961, s-au folosit 1 000 m^2 de geam, în 1962 s-a ajuns la 12 000 m^2, iar în 1963 s-a atins cifra de 21 000 m^2.

La două clădiri din incinta atelierului anexă al Întreprinderii de stat nr. 25 a Ministerului Construcțiilor din R.P.U. s-au executat în 1962—1963 :

— Pereți laterali din sticlă profilată în ramă din profile metalice laminate. Etanșarea spațiului dintre cele două straturi a fost realizată prin montarea unor țevi de masă plastică (PVC). Față de pereții vitrați cu geamuri plane duble, consumul de oțel s-a redus la 22 %, timpul de muncă pentru execuție s-a redus la numai 38 %, iar costul calculat la numai 58 %. Condițiile de realizare improvizate nu au permis obținerea avantajelor totale ale soluției.

— O poartă cu două canaturi, a cărei experiență este nefavorabilă soluției. Din cauza greutății mari a geamului profilat, poarta s-a deformat și a provocat fisurarea geamului. Din aceeași cauză, greutatea elementelor metalice este de 554 kg/buc (46,10 kg/m^2) adică cu 16 % mai mare, munca concretă necesară a crescut cu 21 %, iar costul cu 45 % mai ridicat decît la soluția obișnuită.

— Ferestre basculante la care consumul de oțel a fost mai redus cu 13 %, timpul necesar de muncă mai scăzut cu 9 %, iar costul mai mic cu 7 %, adică efecte mult mai puțin importante decît în alte cazuri de utilizare.

Pentru Întreprinderea de tîmplărie de construcții din Lagymanyos s-a executat în 1960—1961 o hală de atelier la Kelenföld, folosind la pereți și luminător geam profilat. Consumul de oțel a fost de numai 27 % la luminătoare și de 38 % la ferestrele laterale (pereți). Consumul de manoperă a fost de numai 33 % la luminător și de circa 50 % la ferestre. Costul reprezintă 70 % la luminător și 73 % la ferestre. Raportarea s-a făcut față de soluția tradițională.

În cazul Uzinei siderurgice și metalurgice Csepel, la clădirea laminorului s-au realizat pereți dubli de 3 m înălțime, cu un consum de oțel de 4,75 kg/m^2 (40 % față de o soluție clasică eficientă cu profile din tablă) sau 15 % față de soluția clasică obișnuită (cu profile laminate), cu un consum de manoperă de 33 % și un cost de 52 %. Pentru etanșare s-a folosit un tip special de masă plastică. Aceasta este realizarea cea mai reușită din R.P. Ungară, din punct de vedere tehnic și economic.

La clădirea Secției de metalurgie neferoasă a Uzinei Csepel, s-a realizat un perete cu un rînd de sticlă la care profilele laminate de oțel au fost folosite numai ca elemente solicitate static, în rest folosindu-se profile din tablă de 2 mm ; consumul de oțel la peretele dublu, fără rost orizontal, este de 1,5 kg/m^2 (5 %) ; la perete cu o împărțire orizontală este de 6,31 kg/m^2, iar la un perete cu două împărțiri este de 7,43 kg/m^2 ; la peretele fără rost orizontal, cheltuielile de lăcătușerie prezintă o economie de 94 %, iar productivitatea se mărește de 20 de ori, în timp ce, inclusiv geamul, costul reprezintă numai 45 % din costul soluției tradiționale. Costul peretelui cu una sau două împărțiri orizontale comparativ cu cel al soluției tradiționale este de 55—58 %, consumul de manoperă de 41, respectiv 48 %, iar consumul de oțel de numai 21—24 %.

Față de avantajele economice pe care le dă utilizarea sticlei profilate s-au produs cu titlu experimental primii metri pătrați de sticlă profilată la Fabrica de geamuri Scăeni. Unele caracteristici geometrice și fizico-mecanice stabilite pentru această sticlă au fost arătate mai sus. Pentru a face posibilă aplicarea acestei sticle la construcțiile industriale, social-culturale și de locuit, este necesar să se ia unele măsuri care să asigure producerea acesteia la caracteristici geometrice, fizico-mecanice cu valori constante, și a materialelor de etanșare sub forma chiturilor și a profilelor din PVC sau cauciuc.

Bibliografie

[1] Kabanov N.P. : *Sticlă profilată, un nou și eficient material de construcție*, Steklo i Keramika nr. 4, 1965, pag. 23—25.

[2] Kabanov N.P. : *Sticlă profilată, un eficient material de construcție*, Promîșlennoe stroitelstvo, nr. 2, febr. 1965, pag. 22—24.

[3] Berczi L., Csekme I. : *Compararea nivelului internațional tehnic și economic al utilizării sticlei profilate* (Sinteză). Az. idomüyegfelhasználás nemzedközi müszaki és gazdasági szinvonalanak összehasonlátása.

[4] * * * : *Sticla de construcție "PROFILIT" un nou element de construcție din sticlă cu multiple posibilități de utilizare*, Glasswelt nr. 2, R.F.G., febr. 1960, pag. 45—48.

[5] * * * : *Sticla de construcție "PROFILIT" un element de construcție revoluționar*, Glasswelt nr. 11, R.F.G., noiembrie 1960, pag. 326—328.

[6] * * * : *Sticla de construcții "PROFILIT"*, Die Bauwirtschaft nr. 13, R.F.G., 1961, pag. 357.

[7] * * * : *Sticla de construcții "PROFILIT" ca element prefabricat pentru construcții și posibilități de utilizare în domeniul construcțiilor a acestor elemente prefabricate*, Glasswelt nr. 2, R.F.G., febr. 1962, pag. 70—72.

[8] Tuzov M.S. : *Utilizarea în construcții a sticlei laminate profilate* — U.R.S.S. "Stroitelstvo i arhitektura Leningrada", nr. 6, 1965, pag. 21—23.

Variația unor parametri caracteristici ai cuptoarelor rotative în raport cu mărirea dimensiunilor lor

Dr. ing. Gh. Vasiliev, ing. R. Cunescu

1. INTRODUCERE

Creșterea continuă a producției materialelor de construcții a necesitat crearea unor utilaje din ce în ce mai mari și mai perfecționate.

La fabricarea cimentului utilajele principale ca dimensiuni, greutate și valoare de investiție sînt cuptoarele rotative pentru arderea clincherului. Astfel la o linie de ciment lucrînd după procedeul umed de fabricație, greutatea proprie a unui cuptor este egală aproximativ cu greutatea tuturor celorlalte utilaje care compun linia.

De aceea se acordă o importanță deosebită îmbunătățirii calităților și randamentului acestui utilaj.

Pentru a fi la nivelul tehnicii mondiale, un cuptor rotativ trebuie să aibă o producție ridicată și în același timp o greutate proprie redusă.

La alegerea parametrilor de bază ai acestor utilaje proiectantul trebuie să fie în posesia unor date și caracteristici care să oglindească în mod evident proprietățile lor calitative.

Parametrii care redau valori absolute ca greutatea, producția etc. nu sînt suficient de concludenți în această analiză, deoarece din ele nu rezultă direct proprietățile calitative ale utilajului. Pentru scoaterea în evidență a acestor calități este mai potrivit să se opereze cu valori specifice, adică raportate la anumite unități, cum ar fi rapoartele dintre diferite caracteristici, care la rîndul lor devin noi caracteristici.

Caracteristicile cele mai importante pentru aprecierea calității unui cuptor rotativ sînt raportul dintre greutatea sa și producția zilnică sau orară, denumit în prezenta lucrare ,,greutatea specifică", precum și legea de variație a acestei caracteristici în raport cu producția.

Cunoscînd această dependență, se pot stabili în mod judicios dimensiunile unui cuptor rotativ cu caracteristicile potrivite pentru obținerea unei calități optime.

În lucrarea de față se analizează această dependență și se trag unele concluzii referitoare la alegerea parametrilor de bază ai cuptoarelor rotative.

2. EVOLUȚIA CONSTRUCȚIEI CUPTOARELOR ROTATIVE ȘI CONSECINȚELE DIMENSIUNILOR LOR

Primele cuptoare rotative au apărut la sfîrșitul secolului trecut. Ele erau de dimensiuni reduse (diametre de 1,8—2 m și lungimi de 28—40 m), avînd un important neajuns — consumul de căldură ridicat (circa 3 500 kcal/kg clincher).

Prin perfecționări aduse în timp, consumul de căldură s-a redus, iar cuptoarele rotative au cîștigat teren, ajungînd să constituie azi utilajul principal pentru arderea clincherului.

Totodată au crescut considerabil capacitatea de producție și dimensiunile cuptoarelor.

Dacă pînă în anul 1953 în industria cimentului predominau cuptoarele de dimensiuni mijlocii, cu diametre nedepășind 3,6 m și cu producție pînă la 650 t/zi, după această dată încep să apară unități din ce în ce mai mari. Această tendință este generală, deoarece cuptoarele mari prezintă însemnate avantaje asupra celor mici.

În tabela 1, sînt arătate caracteristicile principalelor cuptoare mari construite sau proiectate în ultima vreme.

Avantajele principale, care decurg din mărirea dimensiunilor cuptoarelor rotative, sînt :

a) **Mărirea productivității cuptorului**, în sensul că se mărește cantitatea de clincher raportată la 1 m^3 din volumul cuptorului sau la 1 m^2 de suprafață a căptușelii refractare, ajungînd la valori de 29—30 kg/m^{2}h.

Această caracteristică pentru unele cuptoare mari este arătată în tabela 1 reprodusă din [4].

b) **Micșorarea puterii specifice** adică a puterii de acționare raportată la producția orară (N kW/producție clincher —oră). Această cifră ajunge la 8—12 kW/t clincher.

c) **Micșorarea greutății specifice q^***

(Vezi definiția la pct. 3.1.2.). Această caracteristică, care reprezintă raportul dintre greutatea totală a cuptorului și producția lui, scade cu mărirea dimensiunilor cuptorului.

Scăderea ei se face după o lege exponențială : în mod accentuat la cuptoarele rotative mici și din ce în ce mai lent cu creșterea dimensiunilor cuptorului.

Dezavantajele măririi dimensiunilor cuptoarelor rotative sînt :

dificultățile de transport, cele tehnologice și de montaj legate de dimensiunile și greutățile pieselor și ale subansamblelor cuptorului.

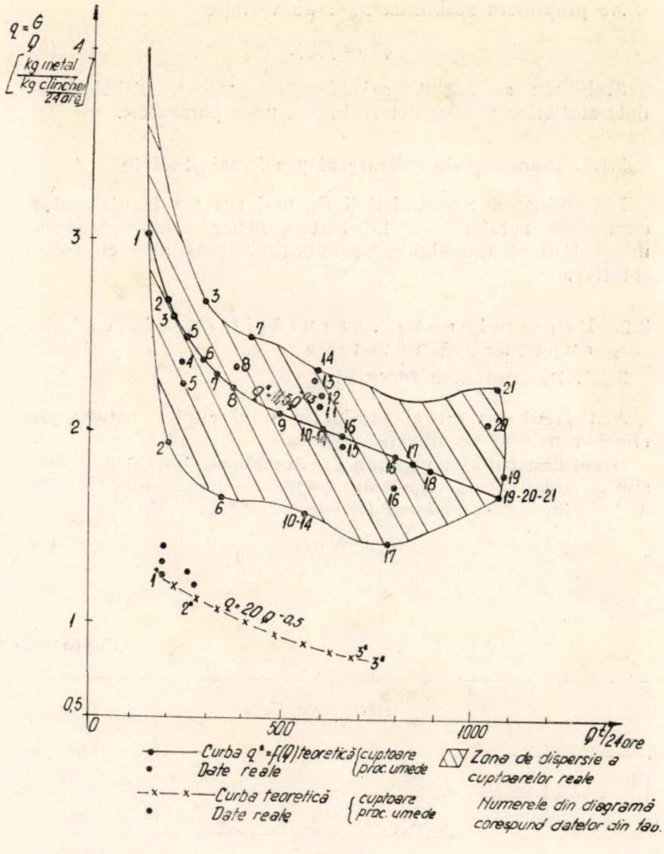


Fig. 1

3. STABILIREA DEPENDENȚEI DINTRE ,,GREUTATEA SPECIFICĂ" A CUPTORULUI ȘI PRODUCȚIE

3.1. Generalități — Definiții

3.1.1. Obiectul lucrării

Stabilirea teoretică statistică a dependenței dintre ,,greutatea specifică" și producția cuptoarelor rotative.

3.1.2. **Definiții** — ,,Greutatea specifică" în sensul utilizat în lucrare se definește ca raportul dintre greutatea cuptorului și producția în 24 de ore :

$$q^* = \frac{G}{Q} \quad \frac{\text{kg cuptor (metal)}}{\text{kg produs/24 ore}}. \tag{1}$$

Se utilizează următoarele notații :

q^* = ,,greutate specifică", conform (1) ;
G = greutatea cuptorului, kg ;
Q = producția în 24 ore, kg.

Greutatea G poate reprezenta :

— greutatea totală a părții metalice a instalației cuptorului cuprinzînd corpul cuptorului, inelele de rulare, grupurile de sprijin, mecanismul de acționare etc., sau :

— greutatea corpului cuptorului.

Tabela 1

Firma	Dimensiunile cuptorului		Producția (t/zi)	Volum (m^3)	Suprafața căptușelii (m^2)	Productivitate	
	diametru (mm)	lungime (m)				kg/m^3 h	kg/m^2 h
Smidt, Danemarca	6,9/ 6,3/6,9	260	2 500—3 000	8 315	5 200	12,5—15	20—24*)
Fives-Lille,	5,65/5,2/6,1	177	2 200	3 950	2 960	23	31
Wickers-Armstrong (Anglia)	5,33/5,03/5,79	175	1 900	3 550	2 800	22,5	29
Kleckner-Duisburg (R.F.G.)	5,2 /5,5	180	2 000	3 528	2 826	23,6	29,5

*) Productivitățile specifice ale cuptoarelor firmei Smidt sînt mai mici decît productivitățile cuptoarelor altor firme.

Ne propunem stabilirea legii de variație

$$q^* = f(Q). \tag{2}$$

Stabilirea se face pe *considerații* teoretice, utilizîndu-se date statistice pentru determinarea unor parametri.

3.1.3. Domeniul de aplicare al problemei studiate

Determinarea caracteristicii de mai sus s-a făcut pentru cuptoarele rotative de fabricat clincher prin procedeele umed și uscat. Calculul se poate extinde și la alte cuptoare rotative.

3.2. Determinarea „greutății specifice" la cuptoarele rotative

3.2.1. Determinarea formulelor

Atît greutatea cît și producția unui cuptor rotativ de clincher depind de dimensiunile sale.

Greutatea tubului depinde de diametrul, lungimea și grosimea tablei. Dacă exprimăm toate aceste mărimi în funcție de una singură (diametrul D) rezultă o dependență de gr.3 :

$$G_{\text{tub}} = aD^3 \tag{3}$$

în care a este un coeficient necunoscut.

Ne interesează însă greutatea totală a cuptorului, cuprinzînd și inelele de rulare, grupurile de sprijin, acționarea, etc., care nu mai este proporțională cu D^3, dar în mod general o putem reprezenta sub forma

$$G = b\,D^x \tag{4}$$

în care b este un coeficient, iar

x = exponentul necunoscut.

Producția depinde de asemenea de dimensiunile cuptorului (care se pot exprima toate în funcție de D). Ea se reprezintă prin formula :

$$Q = cD^y. \tag{5}$$

„Greutatea specifică" $q^* = \dfrac{G}{Q}$ este dată de formula :

$$q^* = \frac{b}{c}\,D^{x-y} = d\,D^z \tag{6}$$

în care $d = \dfrac{b}{c}$ și $z = x - y$

Tabela 2

Cuptoarele rotative mari

Firma constructoare și țara		Anul instalării	Dimensiunile (m)	Producția (t/24 h)	Cons. căldură (kcal/kg)
Fives-Lille,	Belgia	1958	5,3/4,8 × 165	1 800	~1 300
„	„	1953	4,5/4/4,5 × 165	1 200	~1 300
„	„	1956	4,5/4 × 150	1 000 – 1 100	~1 300
„	Franța	—	4,5/4/4,5 × 160	1 200	—
„	„	1955	3,9/3,6/4 × 153	900 – 1 100	
„	Portugalia	1959	5,3/4,8 × 165	1 600	
„	Olanda	1956	4,5 × 120	900 – 1 000	
„	U.R.S.S.		5,3/4,8/5,8 × 175	2 500	
Smidt	Franța	1955	4,65/3,75 × 135	1 020	
„	Argentina	1957	3,4 × 170	1 300	
„	„	1960	5/5,3 × 183	2 050	
„	Canada	—	3,65 × 137,5	710	1 530
„	S.U.A.	1951	3,65 × 152,5	710	1 485
„	„	—	3,65 × 138	650	1 500
Allis-Chalmers,	Olanda	—	3,65 × 138	650	1 500
„	Canada	1951	4/3,5/4,2 × 120	850	
„	„	1954	4/3,5/4 × 122	740	1 450 – 1 600
„	S.U.A.	—	5,6/5,2/5,6 × 185,5	2 000	
„	„	—	5,25 × 183	1 600 – 1 700	
Smidt		—	5,3 × 230	1 500 – 2 000	
„		—	4,15/3,75/4,15 × 170	750 – 1 000	
„	Danemarca	—	6,9/6,3/6,9 × 260	2 500 – 3 000	
Kleckner-Duisburg	R.F.G.	—	5,2/5,5 × 180	2 000	
Wickers-Armstrong	Anglia	—	6,9/6,3/6,9 × 260	2 500 – 3 000	
Strommasina	U.R.S.S.		4 × 150	850	
Sibtiajmas —	U.R.S.S.		4,5 × 170	1 200	
„	„		5 × 185	1 800	

Tabela 3

Caracteristicile diferitelor cuptoare rotative

Nr. crt.	Simbol sursa	Dimensiuni $D \times L_m$	D med m	Q t/24 h	G_{tot} t	$q^*_{real} = \frac{G}{Q}$	$q_{teoretic}$ cu qj. (11)	Obs
1		2,6/2,2×77,2	2,4	100	392	3,92	2,82	procedeu umed
2	[1]**)	2,5/2,2×75	2,3	168	318	1,89	2,44	,,
3		3,1/2,7×97,3	2,9	200	495	2,47	2,34	,,
4	FC*)	3×88,6	3	250	530	2,12	2,2	,,
5	M.B*)	3×100	3	250	516	2,06	2,19	,,
6		3,2/2,8/3,2×90	3	300	478	1,59	2,08	,,
7	[1]	3/2,7×125	2,8	324	755	2,33	2,04	,,
8		3,6/3,15×116	3,3	350	722	2,06	1,97	,,
9		4/3,5×132	3,7	500	892	1,78	1,78	,,
10		3,5×145	3,5	600	820	1,37	1,69	,,
11		3,6×150	3,6	600	1 073	1,79	1,69	,,
12	[1]	3,6/3,3×150	3,4	600	1 100	1,83	1,69	,,
13		3,6/3,3/3,6×150	3,45	600	1 180	1,97	1,69	,,
14	[1]	3,5×150	3,5	600	1 200	2	1,69	,,
15	BFL*)	3,6×150	3,6	650	1 060	1,63	1,66	,,
16	VA*)	4/3,6/4×150	3,8	800	1 145	1,43	1,55	,,
17		4/3,5/4×150	3,7	850	855	1	1,51	,,
18		4×150	4	900	1 500	1,67	1,5	,,
19	ATA*)	4,5×170	4,5	1 200	1 570	1,31	1,27	,,
20		4,5×170	4,5	1 200	1 956	1,63	1,27	,,
21		4,5×170	4,5	1 200	2 124	1,77	1,27	,,
1*)	[1]	3×51,3	3	240	303	1,26	1,29	procedeu uscat
2*)	[1]	3,5/3×60	3,2	288	325	1,13	1,17	,,
3*)	CZS*)	4×64	4	800	577	0,79	0,71	,,

*) Vezi tabela 5. **) V. Bibliografie

Pentru a forma o relaţie între q^* şi Q se utilizează (5) şi (6) din care se elimină D:

din (5) se deduce: $D = \left(\frac{Q}{c}\right)^{\frac{1}{y}}$ şi se înlocuieşte în (6);

rezultă:

$$q^* = (\mathrm{H})\, Q^{w} \tag{7}$$

în care:

$$(H) = \frac{b}{C^{\frac{x}{y}}}; \quad w = \frac{x-y}{y}. \tag{8}$$

În felul acesta s-a stabilit relaţia $q - Q$.

3.2.2. Stabilirea parametrilor pentru cuptoarele funcţionînd în baza procedeului umed de fabricaţie

Din datele statistice (tabela 2) se constată că producţia exprimată în raport cu D conform formulei (5) are o creştere mai rapidă decît greutatea exprimată în raport cu acelaşi parametru (4).

Comparînd creşterile Q şi G am ajuns la concluzia că exponenţii x şi y au următoarele valori:

$$\begin{aligned} y &= 3{,}5 \\ x &= 2{,}45 \end{aligned} \tag{9}$$

cu care, conform relaţiei (8)

$$w = \frac{2{,}45 - 3{,}5}{3{,}5} = -0{,}3.$$

Determinarea coeficientului (H) se face în felul următor:

Cunoscîndu-se q^* şi Q la mai multe cuptoare (tabela 2) se determină (H)

$$(H) = q^*\, Q^{0{,}3}. \tag{10}$$

Teoretic această valoare trebuie să fie aceeaşi pentru toate cuptoarele, practic rezultă diferenţe mici de la caz la caz şi pentru (H) se stabileşte o valoare medie (tabela 4).

3.2.3. Stabilirea parametrilor pentru cuptoarele funcţionînd în baza procedeului uscat de fabricaţie

Avînd altă construcţie (mai scurte, fără zone de lanţuri), aceste cuptoare dau altă lege de variaţie $q^* - Q$. În mod analog ca şi la cuptoarele funcţionînd în baza procedeului umed, s-a determinat:

$$w = -0{,}5. \tag{11}$$

3.2.4. Stabilirea coeficienților (*H*)

Pentru coeficienții (H) s-au găsit cu ajutorul tabelei 3 următoarele valori :

$$\begin{aligned} &- \text{la procedeul umed : } (H) = 11{,}5 \\ &- \text{la procedeul uscat : } (H) = 20. \end{aligned} \qquad (12)$$

3.2.5. Formulele definitive ale legii de variație $q^* = f(Q)$.

În mod definitiv legea de variație $q^* - Q$ poate fi exprimată :

$$\boxed{\begin{aligned} &- \text{la cuptoarele după procedeul umed :} \\ &\qquad q^* = 11{,}5 \cdot Q^{-0{,}3} \\ &- \text{la cuptoarele după procedeul uscat :} \\ &\qquad q^* = 20 \cdot Q^{-0{,}5} \end{aligned}} \qquad (13)$$

Tabela 4

Stabilirea parametrului (*H*)

Nr. după tab. 1	1	5	9	15	16	19	2*	3*
q^*	3,92	2,06	1,78	1,63	1,43	1,31	1,13	0,72
Q	100	250	500	650	800	1 200	288	800
$Q^{0,3}$	4,95	5,25	6,45	6,92	7,4	9,1	—	—
$Q^{0,5}$	—	—	—	—	—	—	17	28,2
$(H) = q^*Q^{0,3}$	19,4	10,8	11,5	11,3	11,45	11,9	—	—
$(H) = q^*Q^{0,5}$	—	—	—	—	—	—	19,3	20,2

În baza datelor din tabelă se aleg valorile medii
— Cuptoare umede = 11,5
— Cuptoare uscate = 20

Tabela 5

Caracteristicile cuptoarelor rotative proiectate la ITCME

Simbol cuptor	MB	BFL	VA	ATA		
G tub, t	200	500	583	738		
G total, t	516	1 060	1 145	1 570		
$\eta = \dfrac{G\ \text{total}}{G\ \text{tub}}$	2,59	2,12	2	2,12		
$Q \dfrac{t\ \text{clincher}}{24\ \text{h}}$	250	650	800	1 200		
D med, m	3	3,6	3,8	4,5		
L, m	100	150	150	170		
L/D	33,3	41,6	39,4	37,8		
$\widetilde{q}^*$	0,97	0,77	0,73	0,615		
$Q^{0,3}$	5,25	6,92	7,4	9,1		
$(H) = \widetilde{q}^* Q^{0,3}$	5,1	5,31	5,4	5,6	val. medie	$(H)_{mc} = 5{,}45$
$\widetilde{q}^*$ (rezultat, din 2)	1,04	0,788	0,735	0,6		
$\widetilde{q}^*_r - \widetilde{q}^*_{th}$	0,07	0,018	0,005	$-0{,}015$		
$\varepsilon = \dfrac{\widetilde{q}_r - \widetilde{q}_{th}}{q_r} 100\,\%$	07,2 %	2,35	0,685	2,44		

q_r – real; q_{th} – teoretic; ε – eroare
Simbolurile cuptoarelor
MB — cuptorul Ø 3 × 100 proiect ITCME
BFL — " Ø 3,6 × 150 " "
VA — " Ø 4/3,6/4 × 150 proiect ITCME
ATA — " Ø 4,5 × 170 proiect ITCME
CZS — " Ø 4 × 64 (proc. uscat) proiect ITCME
FC — " Ø 3 × 88,6 — proiect uz. „23 August"

În figura 1 sînt trasate curbele teoretice pentru cele două cazuri precum şi punctele reale (indicînd relaţia $q^* - Q$) corespunzătoare cuptoarelor din tabela 3.

Se remarcă o dispersie destul de mare a punctelor reale faţă de curba teoretică, lucru normal, avînd în vedere o diversitate foarte mare constructivă a cuptoarelor examinate. La cuptoarele funcţionînd după procedeul uscat se observă o bună potrivire a datelor teoretice cu cele reale.

4. DEPENDENŢA DINTRE „GREUTATEA SPECIFICĂ" A CORPULUI CUPTORULUI ŞI PRODUCŢIE

$$\widetilde{q}^* = f(Q)$$

Prin „greutatea specifică" a corpului se înţelege raportul

$$\widetilde{q}^* = \frac{G_c}{Q} \tag{14}$$

în care G_c este greutatea totală a părţii metalice a corpului cuptorului*).

Pentru determinarea acestei caracteristici s-au luat datele cuptoarelor rotative din tabela 5.

Din datele tabelei rezultă următoarea dependenţă a greutăţii tubului, respectiv a producţiei în raport cu diametrul luat ca parametru unic:

$$\begin{aligned} Q &= K_1\, D^a \qquad & a &= 3 \\ G_{tub} &= K_2\, D^b \qquad & b &= 2 \end{aligned} \tag{15}$$

în care K_1, K_2 — sînt coeficienţii necunoscuţi.

Rezultă că producţia creşte în raport cu cubul diametrului, iar greutatea în raport cu pătratul diametrului.

Împărţind $(15)_2$ cu $(15)_1$ rezultă $\widetilde{q^*}$:

$$\widetilde{q}^* = \frac{G_{tub}}{Q} = \frac{K_2}{K_1} D^{(b-a)}; \tag{16}$$

în continuare, din (15)

$$D = \left(\frac{Q}{K_1}\right)^{\frac{1}{a}} \tag{17}$$

şi înlocuind (17) în (16) rezultă

$$\widetilde{q}^* = (\widetilde{H})\, Q^m \tag{18}$$

în care: $m = \dfrac{b-a}{a} = -\dfrac{1}{3}$ (19)

$$(\widetilde{H}) = \frac{K_2}{K_1^{\frac{b}{a}}} \text{ noul coeficient de proporţionalitate.} \tag{20}$$

Cu ajutorul datelor tabelei 4 se stabileşte valoarea coeficientului

$$(\widetilde{H}) = 5{,}45$$

şi se obţine în definitiv formula:

$$\boxed{\widetilde{q}^* = 5{,}45\, Q^{-0{,}3}} \tag{21}$$

Rezultă aceeaşi lege de variaţie ca şi la $q^* = f(Q)$ [vezi (13)], fiind diferit numai coeficientul de proporţionalitate.

5. CONCLUZII

Studiul teoretico-statistic de mai sus a permis să se stabilească legea de variaţie a „greutăţii specifice" a cuptoarelor rotative, în funcţie de producţia, deci de dimensiunile lor. S-au luat în studiu cuptoarele pentru prepararea clincherului prin procedeele umed şi uscat de fabricaţie.

Structura formulelor s-a stabilit pe criterii teoretice, iar factorii de proporţionalitate, pe cele statistice. La cuptoarele funcţionînd prin procedeul umed de fabricaţie (fig. 1) rezultă o oarecare dispersie a datelor practice faţă de curba stabilită prin formulă; acest lucru se explică prin diversitatea mare a cuptoarelor luate pentru comparaţie. La cuptoarele funcţionînd după procedeul uscat de fabricaţie se remarcă o potrivire a rezultatelor teoretice şi practice.

Legea de variaţie a caracteristicii „greutatea specifică" — definită la pct. 3, în raport cu producţia zilnică, este dată de o ecuaţie exponenţială. Exponenţii diferă la cuptoarele funcţionînd în baza procedeului umed sau uscat de fabricaţie. Ecuaţia ne arată că la producţii zilnice mici „greutatea specifică" are valori ridicate, care scad cu creşterea producţiei.

Această scădere se face după legea exponenţială susmenţionată, devenind din ce în ce mai lentă, cu creşterea producţiei. Această scădere este totuşi apreciabilă şi constituie unul din principalele criterii care au determinat introducerea în industrie a cuptoarelor din ce în ce mai mari. Astfel, la cuptoarele lucrînd după procedeul umed de fabricaţie, de 300 t/zi, „greutatea specifică" este de 2,08 kg oţel/kg clincher, iar la cele de 1 200 t/zi numai de 1,3 kg oţel/kg clincher.

Pentru producţii superioare celei de 1 200 t/zi se constată o încetinire mai pronunţată a greutăţii specifice, ceea ce indică că mărirea continuă a dimensiunilor cuptoarelor rotative va avea o limită peste care, avîndu-se în vedere şi dificultăţile tehnologice de montaj şi de transport, construirea lor nu va mai apărea rentabilă.

Pentru alegerea parametrilor constructivi şi tehnologici ai unui cuptor rotativ, este absolut necesar de a se avea la dispoziţie toate caracteristicile care variază în raport cu aceşti parametri.

Sub acest aspect caracteristica „greutăţii specifice" şi variaţia ei cu producţia cuptorului sînt deosebit de importante, putînd constitui factori determinanţi în alegerea şi stabilirea dimensiunilor generale ale unui cuptor rotativ.

Bibliografie

[1] Hodorov E. L.: *Peci ţementnoi promîşlennosti,* Promstroiizdat, 1960

[2] Boganov A. I.: *Mehaniceskoie oborndovanie ţementnîh zavadov,* Maşghhiz, 1961.

[3] Bogdanov A. I.: *Vrasciaiusciesia peci ţementnoi promîşlennosti,* Masinostroenie, 1965.

[4] Satarin V. I., Frenkel M. B.: *Ţementnaia promîşlennosti za rubejom,* Gos izd, lit. po stroit, arh i stroit. mat., M, 1963

[5] Banit G. G. ş.a.: *Ţementnaia promîşlennosti,* Gosstroiizdat, N, 1963

[6] Lurie In. S.: *Portlandţement,* Gosstroiizdat, M. 1959

---

*) Prin corpul cuptorului se înţelege tubul metalic cu anexele sale, exclusiv inelele de rulare.

CRONICA

EXPOZIŢIA SOCIETĂŢII POLONEZE „POLIMEX“

Între 12 şi 24 septembrie 1966 a avut loc la Bucureşti expoziţia societăţii polonęze de export şi import „Polimex”. În cadrul acestei expoziţii au fost prezentate diverse utilaje şi maşini pentru industria de construcţii, pentru industria chimică, pentru drumuri şi pentru industria alimentară.

Printre utilajele destinate şantierelor de construcţii s-au putut remarca lopeţile mecanice UNIKOP KV – 1205 B acţionată electric şi KV – 1206 B acţionată cu motor Diesel.

Avantajul acestui utilaj rezidă din faptul că poate lucra în orice condiţii climatice, are comandă hidraulică, iar cabina de comandă este izolată.

Datorită universalităţii sale, lopata UNIKOP poate fi echipată cu cupă de excavator, cu capacitatea de 1,2 – 1,5 m³, ca draglină cu capacitatea de 1,0 m³, cu benă cu capacitatea de 1,2 – 1,5 m³, sau cu macara cu forţa de ridicare de 15 tone.

O altă lopată mecanică este KM 602, de asemenea universală, montată pe şasiuri cu şenile cu o singură cupă cu capacitatea de 0,6 m³.

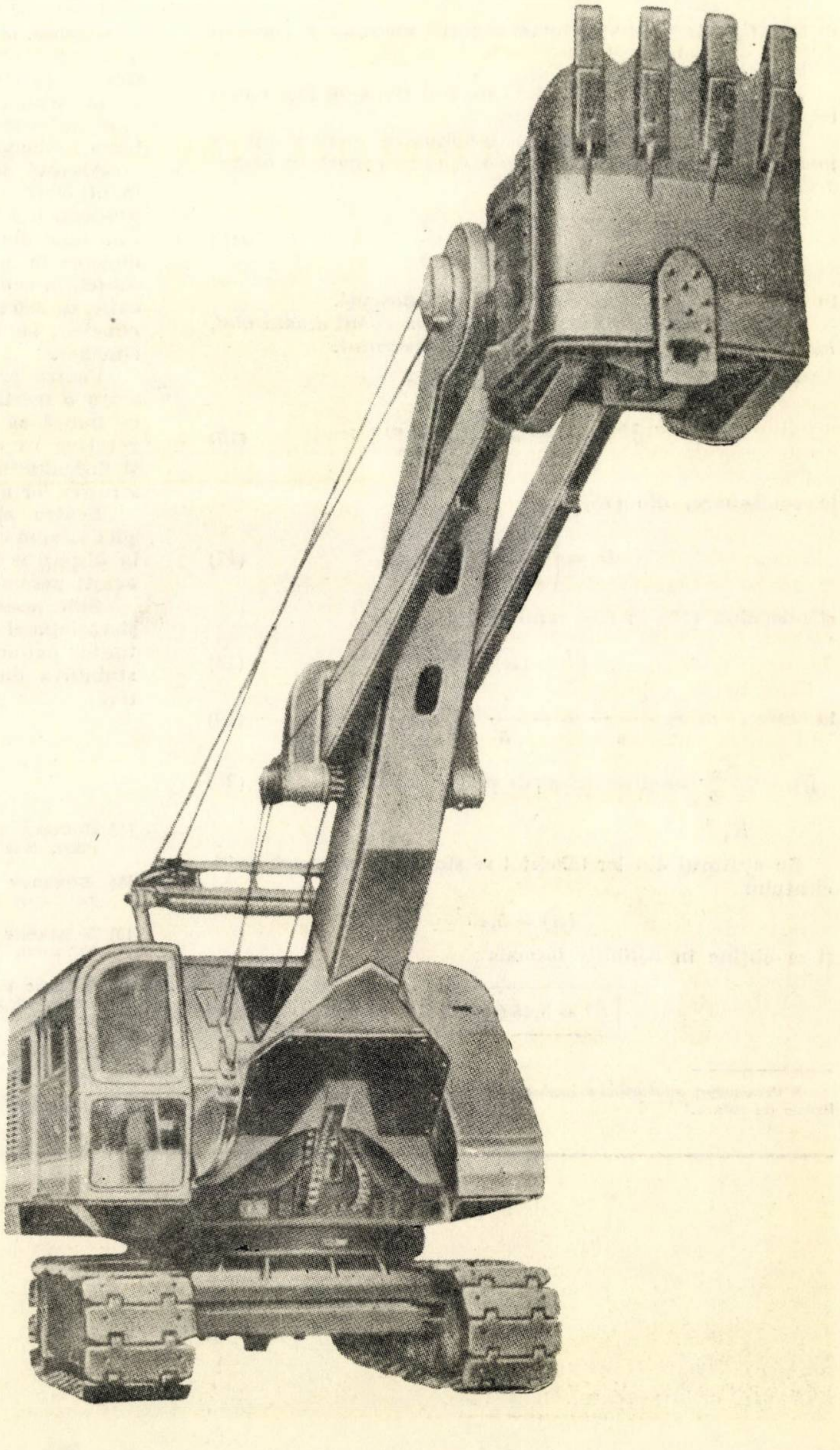
Construcţia sa permite folosirea unor echipamente interşanjabile, datorită cărora lopata poate fi folosită la diverse operaţii ca : construcţii de drumuri şi canale, lucrări de terasamente, exploatări de zăcăminte de minereuri, irigaţii şi epuismente etc.

Soneta KPF-22 serveşte la turnarea piloţilor din beton armat în sol, cu ajutorul unui tub cu diametrul de 500 sau 520 mm şi lungimea de 13 m. Greutatea suportată de un pilot este de 90 t şi depinde de natura solului şi de marca de rezistenţă a betonului armat.

O altă sonetă prezentată a fost soneta RMK-6 folosită la baterea piloţilor pentru construcţia podurilor, digurilor, barajelor şi a fundaţiilor.

Soneta este astfel concepută încît poate bate piloţi din lemn, beton sau oţel cu o greutate pînă la 450 kg, la o adîncime de maximum 5,5 m, într-un sol de compactitate medie. Diametrul piloţilor atinge 250 mm.

Fig. 1. Lopată mecanică KV-1206-B



Soneta se compune dintr-un cadru vertical cu berbec Diesel, dintr-un șasiu, un troliu de mînă și o remorcă.

Printre utilajele de mică mecanizare s-a remarcat grupul de tencuit ATL-152, care este un ansamblu de dispozitive folosite pentru tencuitul mecanic. Procesul tehnologic de tencuire cu ajutorul acestui utilaj cuprinde trei operații: prepararea mortarului, alimentarea cu mortar a posturilor de tencuire și tencuitul propriu-zis. Gabaritul mic al grupului permite amplasarea lui în camere situate la parterul construcției, astfel încît se poate lucra și în timpul iernii, fără a fi necesare măsuri speciale. El este deservit de doi muncitori.

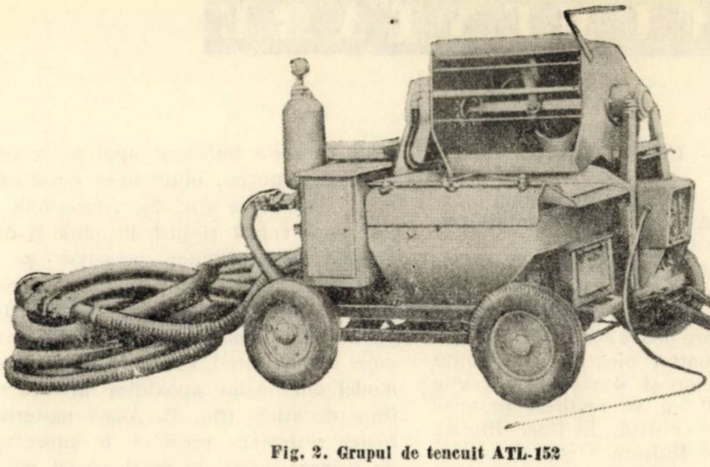


Fig. 2. Grupul de tencuit ATL-152

EXPOZIȚIA TEHNICĂ FINLANDEZĂ

Între 9 și 16 noiembrie a fost prezentată în București, în parcul Expoziției Economiei Naționale, expoziția tehnică finlandeză.

Pentru prima dată prezentată în țară, o expoziție a produselor industriei tehnice finlandeze a avut drept scop cunoașterea de către specialiștii noștri a calității și avantajelor pe care le oferă aceste produse, cum și stadiul lor de dezvoltare.

Cea mai mare parte a expoziției a fost ocupată de mașinile și instalațiile din industria de prelucrare a lemnului, la care au participat toate firmele membre ale asociației de export Metex, producătoare de mașini destinate acestei industrii.

Fabricile de construcții mecanice ale grupului Metex produc mașini și instalații pentru industria celulozei de hîrtie și cartoane, pentru gatere, pentru fabrici de furnir, de placaj, de plăci aglomerate, de plăci fibro-lemnoase și pentru lucrările de exploatare forestiere.

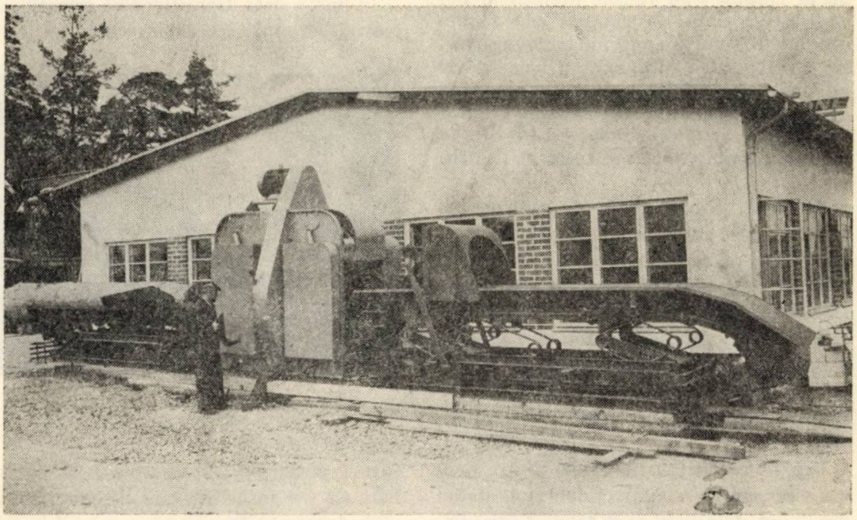
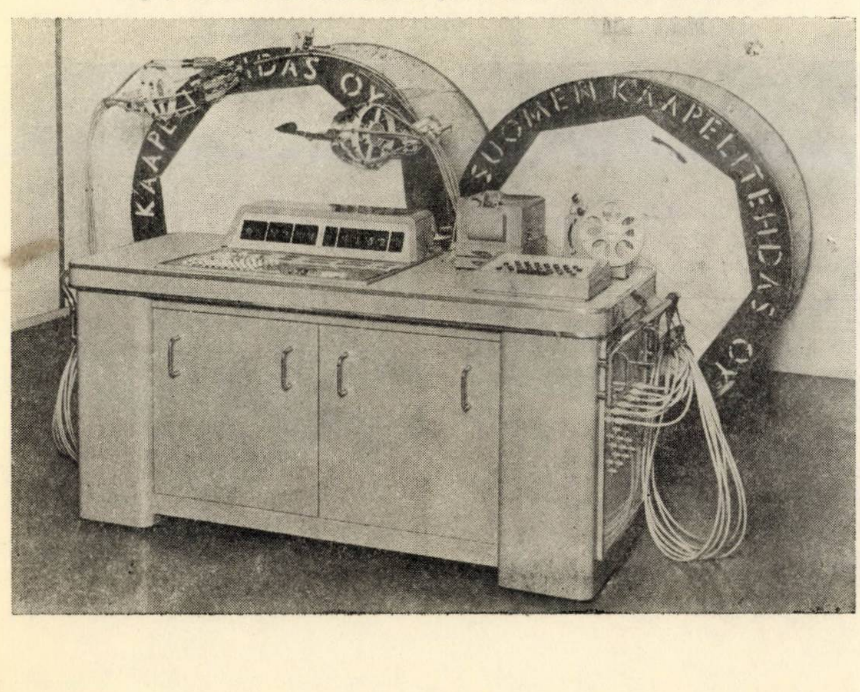


Fig. 2. Mașina VK-32 pentru tăiat bușteni cu diametru mare

Fig. 1. Sistem de măsurare automat pentru cablurile telefonice multiplicate



Societatea Finnish Cable Works a prezentat produse ale fabricilor sale, și anume conductori din cupru, din aluminiu și din aluminiu cu miezul de oțel, sîrme, cabluri pentru cablări în interior și cabluri de telecomunicații inclusiv cabluri coaxiale și de forță, fire magnetice, conducte din material plastic și din oțel.

Pompa submersibilă Uppo, de construcție robustă, prezintă avantajul că poate transporta apă cu impurități (pînă la 80% corpuri solide cu un diametru de 25—50 mm). Ea poate funcționa manual sau complet automat.

În cadrul expoziției au mai fost prezentate instalații electronice de măsură și control, echipamente de telecomunicații, aparate de uz casnic, dulapuri frigorifice, armături sanitare, pile și rașpele, baterii și tuburi luminiscente etc.

DOCUMENTARE

BETONUL — UN MATERIAL NOBIL

Şocbetonul, procedeu de origină olandeză, prezintă numeroase avantaje, cu tot preţul său încă ridicat.

Îndesarea prin şocuri succesive duce la obţinerea unui beton de foarte bună calitate, fără goluri sau bule de aer, şi cu o rezistenţă care poate atinge 600 kg/cm^2. Pe de altă parte, alegerea cimentului şi a agregatelor şi dozarea lor foarte precisă permit să se realizeze produse avînd culoarea dorită. În fine, diferite tratamente de finisare a suprafeţei văzute (prin buceardare, decapare, sablare sau polizare), elementele de beton pot căpăta aspecte deosebite, ceea ce face posibilă intrarea betonului în rîndul materialelor aşa-zise „nobile".

La executare clădirii ambasadei S.U.A. de la Dublin s-au folosit multiplele posibilităţi plastice şi estetice ale şocbetonului. Terenul are o formă triunghiulară, iar arhitectul a proiectat o construcţie pe un plan circular, pentru a se putea armoniza mai bine cu decorul capitalei irlandeze, unde mai există cîteva turnuri rotunde, mai mult sau mai puţin vechi.

Clădirea, înconjurată de un spaţiu plantat, are patru niveluri, dintre care trei sînt realizate din şocbeton. Construcţia cuprinde un nivel cu rază exterioară de 18,86 m şi diametrul interior de 15,20 m; faţadele exterioară şi interioară sînt constituite din patru elemente principale: cîte 2 stîlpi şpaleţi între ferestre, elementul de cheie şi buiandrugul.

Pentru realizarea fiecăruia dintre aceste elemente, s-a confecţionat un model din lemn, folosindu-se o tehnică de executare a tiparelor pentru piesele metalice fig. 1). S-a construit mai întîi o carcasă, care s-a îmbrăcat apoi cu lamele de placaj subţire, mulîndu-se după cele mai mici curbe (fig. 2). Ansamblul a fost apoi vopsit şi lustruit pînă la obţinerea dimensiunilor prescrise şi a aspectului final dorit pentru piesa respectivă (fig. 3). Tiparul, format din două cochilii, constituind elementul principal al fabricaţiei, este realizat pe acest model din răşini epoxidice armate cu fibre de sticlă (fig. 4). Acest material, foarte rezistent, prezintă o suprafaţă de o mare fineţe, al cărei aspect va fi reprodus în beton. Înainte de modelare se montează armăturile (ceea ce este necesar, deoarece stîlpii şpaleţi sînt elemente portante nu numai pentru faţadă dar şi pentru dalele de planşeu).

În fine, o dată tiparul închis ermetic, se toarnă betonul care este compactat prin şocuri succesive şi energice. După ce betonul s-a întărit, elementul de faţadă este decofrat (fig. 5).

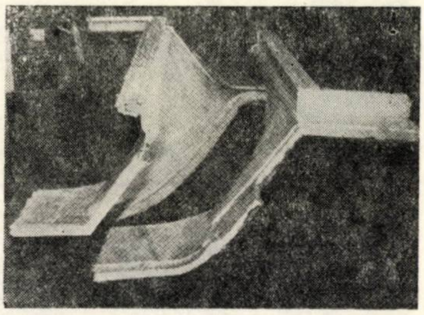


Fig. 4

La Dublin s-au utilizat ciment alb şi agregate de culoare deschisă, obţinîndu-se un beton cu aspect de piatră de calcar, pentru a contrasta cu soclul, cu aspect rustic, executat din piatră de granit.

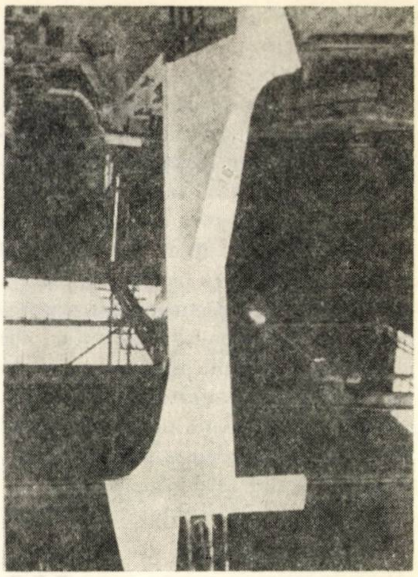


Fig. 5

După executarea soclului s-a început montarea faţadelor, exterioară şi din curtea interioară, din elemente identice.

Cei doi pereţi paraleli au fost construiţi în acelaşi timp, piesele din care sînt formaţi fiecare din ei — pe un nivel — fiind montate ca două inele concentrice, la partea lor superioară turnîndu-se o grindă de centrură. După montarea elementelor prefabricate de planşeu, rezemate pe cele două grinzi de centură, s-a început construirea nivelului următor.

Circulaţia pe verticală este asigurată prin două scări şi un ascensor care sînt montate în trei turnuri de beton, dispuse simetric în lungul faţadelor rotondei. Planşeul de acoperiş sprijină pe cele trei turnuri la 3 m deasupra rotondei.

Fig. 1

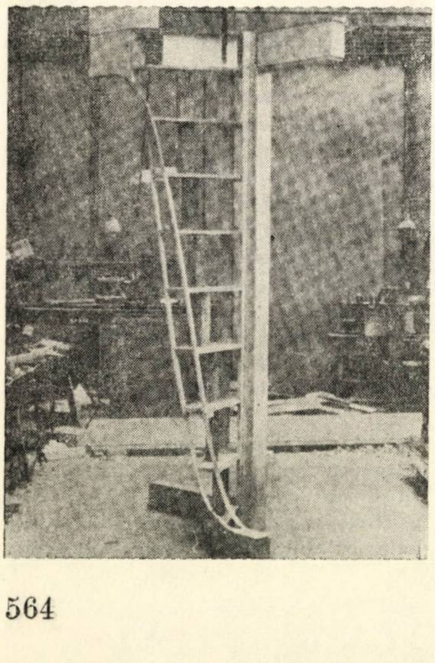


Fig. 2

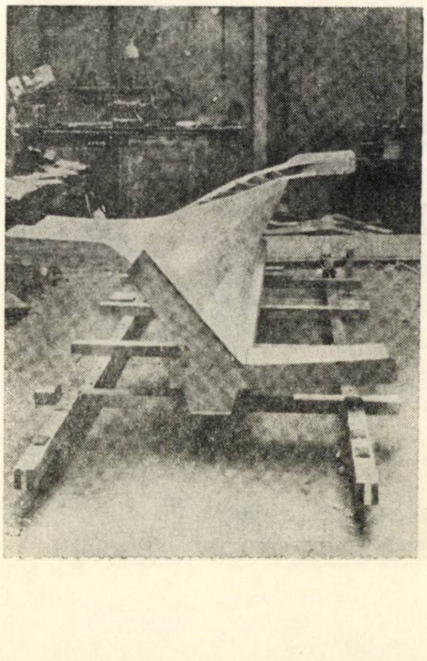
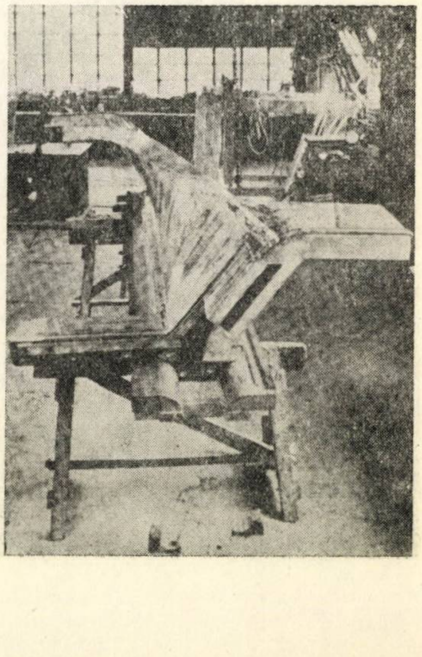


Fig. 3



Spațiul de 3 m înălțime este în întregime vitrat, asigurînd o iluminare naturală intensă din plafon, care prin reflecție difuzează lumina zilei în rotondă.

Fațada exterioară este în întregime vitrată; una din două ferestre este fixă, cealaltă, mobilă, se deschide pe balconul natural format din curbura elementelor de fațadă (fig. 6). Pe rotondă, elementele de fațadă separă, la fiecare nivel, culoarul circular al golului central al construcției.

Această construcție pune în valoare, în mod special, cîteva dintre posibilitățile procedeului șocbeton, și anume:

— ușurința formării unor piese cu forme complicate;

— precizia fabricării elementelor (zidurile circulare concentrice nu admit decît o toleranță infimă);

— aspectul exterior al zidurilor, care, fără să fie polizate, au un finisaj remarcabil.

(Bâtir nr. 147, aprilie 1966)

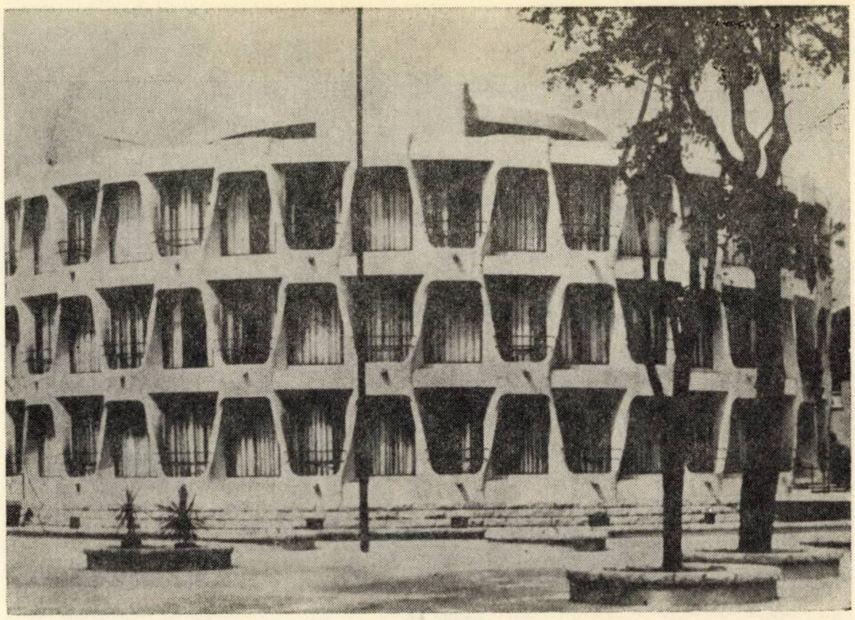


Fig. 6

ZIDURI DECORATIVE LUMINOASE

Blocurile de beton care se folosesc în mod obișnuit pentru construirea zidurilor de împrejmuire sînt sau ajurate sau pline.

Primele lasă să pătrundă lumina, dar lasă să pătrundă și privirile indiscrete.

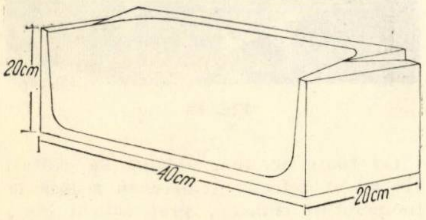


Fig. 7

Celelalte nu lasă să străbată privirile indiscrete, dar nici lumina și aerul.

Un fabricant danez a produs un material de compromis pe care l-a numit bloc persian. Este vorba de un bloc de beton de ciment de 40 × 20 × 20 cm, a cărui față superioară este scobită în sfert de cerc pentru a întîlni baza părții mari. Elementul poate fi considerat ca un bloc gol căruia i s-a luat una din părțile mari și al cărui fund a fost rotunjit pe fața opusă (fig. 7).

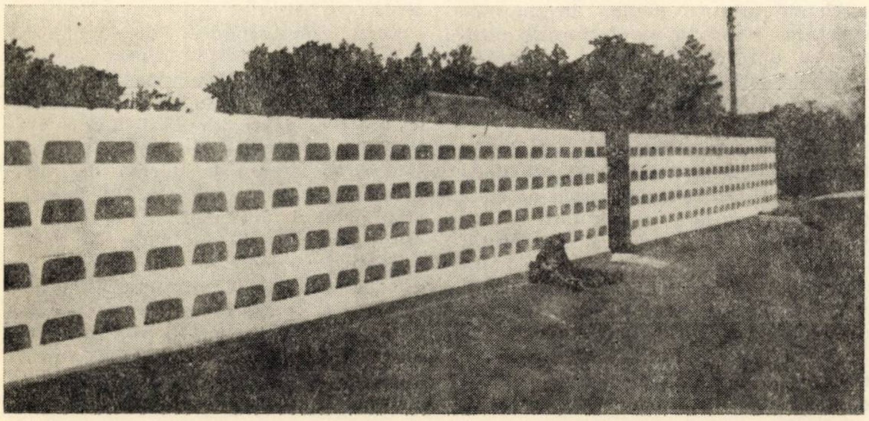
Printr-o anumită așezare a acestor blocuri de formă originală (fig. 8) se realizează ziduri cu care se obține efectul jaluzelelor numite persiene și care ca și acestea lasă să treacă parte din lumină și să circule aerul, fără a se putea vedea prin ele.

Aceste blocuri permit o multitudine de combinații. Astfel se pot monta pentru a realiza ziduri ornate cu plante. Alveolele formate prin unirea a două blocuri devin vase de flori. De asemenea pot fi montate pentru a forma ziduri pline.

Confecționarea lor cu ciment alb le poate transforma într-un material cu aspect plăcut și durabil.

(Bâtir nr. 147, aprilie 1966)

Fig. 8



UN SISTEM ORIGINAL DE ÎNCĂLZIRE

Un studiu foarte serios a fost făcut în S.U.A. pentru a determina nivelul necesar de iluminat în birouri. El a permis să se constate că cifrele normal admise pînă în prezent trebuie dublate și că în următorii zece ani, nivelul astfel determinat va trebui să se dubleze din nou. În prezent în S.U.A. sistemele de iluminare pentru birouri ajung la un nivel de 1 000 lucși.

Pe de altă parte, s-a generalizat tendința de a grupa în săli de mari dimensiuni cît mai mulți salariați, unde posibilitatea de a folosi numai lumina zilei este exclusă.

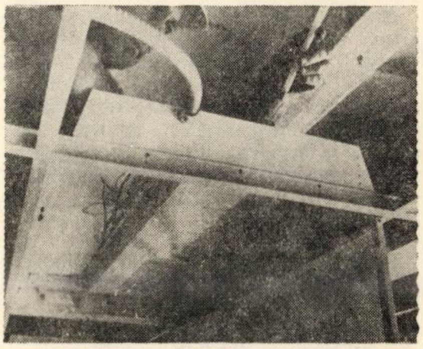


Fig. 9

În Atlanta, s-a construit recent o clădire pentru birouri, cu un plan aproape pătrat, de circa 37 × 38 m și două niveluri, suprafața totală fiind de 2 700 m^2.

Partea centrală a construcției, dintre fațada est și fațada vest, este ocupată la etaj de o sală vastă de 32 × 38 m, unde este necesar să se mențină un iluminat artificial permanent. Or, sursele luminoase capabile să furnizeze un iluminat de 1 000 lucși sînt în același timp și generatoare de căldură, pentru că un sfert din energia absorbită este transformată în lumină, restul devenind efectiv căldură.

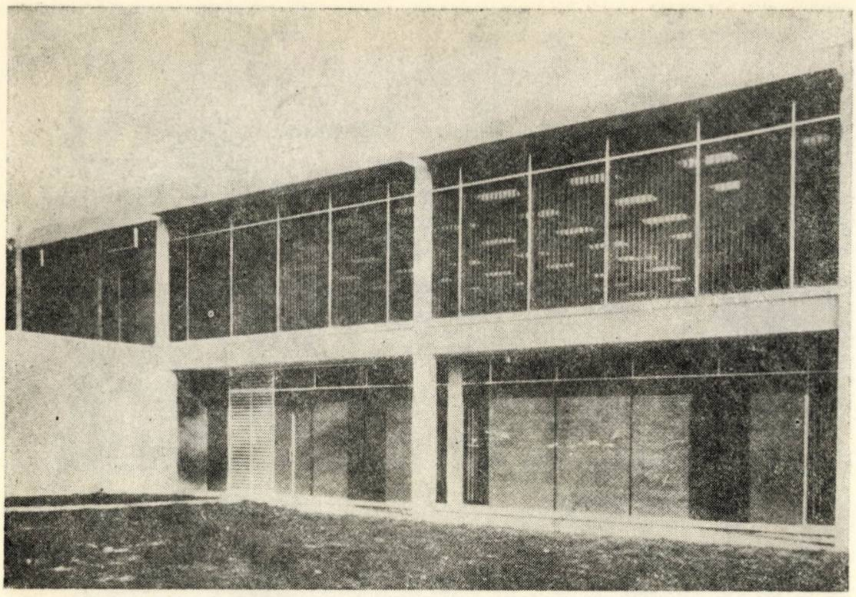


Fig. 10

Marile ferestre vitrate care constituie unicul contact al salariaţilor cu natura nu se pot suprima, ele fiind indispensabile pentru echilibrul psihic. Prezenţa acestor mari suprafeţe de sticlă favorizează însă schimburile termice ; pierderi de căldură în timpul iernii şi încălzire mare în timpul verii.

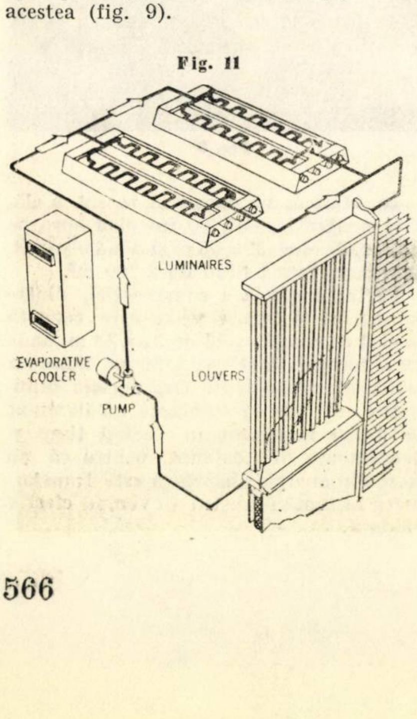
Acest aport caloric natural, împreună cu cel al aparatelor de iluminat artificial, complică considerabil sarcina termotehnicienilor, mărind costul instalaţiilor de condiţionare a aerului.

În faţa importanţei economice a acestei probleme, un inginer american a avut ideea de a folosi fluxul caloric degajat de sursele de iluminat pentru a contribui la încălzirea în timpul iernii şi la evacuarea, cu ajutorul unui lichid, în timpul verii, a plusului de calorii.

Acest sistem a fost aplicat pentru prima oară la blocul de birouri din Atlanta.

Lichidul folosit pentru schimburile calorice, care stau la baza însăşi a sistemului de condiţionare, este apa rece. Apa circulă în tuburile înglobate în reflectoarele metalice ale lămpilor şi absoarbe aproape 70 % din căldura degajată de acestea (fig. 9).

Fig. 11



Pe de altă parte, ferestrele dinspre est, sud şi vest sînt echipate în interior cu jaluzele verticale, formate din lame mobile (fig. 10). Aceste lame, din aluminium extrudat, sînt traversate de un tub care serveşte drept axă şi în care circulă de asemenea apă. Aceasta absoarbe circa 60 % din fluxul caloric care trece prin geamuri (28 % este reflectat de lamele din aluminium, încît numai 12 % din fluxul caloric total pătrunde în sală.

Vara, sistemul funcţionează ca refrigerator, adică apa care se încălzeşte în circuit, pe de o parte în reflectoarele de iluminat, pe de altă parte în lamelele jaluzelelor, este condusă, prin canale separate, spre un evaporator, unde este readusă la temperatura mediului exterior, înainte de a-şi relua circuitul.

Iarna, apa încălzită în reflectoare este trimisă direct în lamelele jaluzelelor, care joacă rol de radiatoare, a căror temperatură nu este desigur prea ridicată, dar a căror suprafaţă de încălzire este importantă. Ele au rol de regulator, pentru că soarele încălzeşte intermitent aceste suprafeţe, în timpul iernii. Astfel, apa care circulă în lamele are totdeauna o temperatură inferioară celei a fluxului solar ; ea absoarbe deci o mare parte din caloriile suplimentare, înainte de a se întoarce în reflectoare (fig. 11).

Circulaţia apei în fiecare jaluzea este accelerată printr-o pompă, în timp ce orientarea lamelelor se efectuează automat, cu ajutorul unui motor pneumatic, comandat de o celulă cu seleniu care contribuie la reglarea nivelului de iluminare necesar.

Constructorul susţine că acest sistem de condiţionare permite reducerea cu 67 % a cantităţii de aer proaspăt de adus în clădiri şi cu 50 % a cantităţii de aer rece. Astfel, într-o climă temperată, sistemul este suficient pentru a asigura încălzirea în timpul iernii, sau cel puţin 80 % din încălzirea necesară la o temperatură exterioară de −12°C.

Acest sistem reduce volumul etajelor tehnice şi al instalaţiilor folosite pentru condiţionarea aerului, echipamentul, atît pentru încălzire cît şi pentru răcire fiind mult mai economic, atît în ceea ce priveşte instalaţia cît şi exploatarea ei.

(Bâtir nr. 147, aprilie 1966)

CUNOAŞTEREA MATERIALELOR PLASTICE

În timp ce în diverse domenii ale industriei, masele plastice sînt deja folosite la fabricarea industrială a unor noi produse, în domeniul construcţiilor, ele au avut un progres mai lent.

Este adevărat că în construcţii materialele trebuie să reziste în timp la acţiunea a diverşi factori.

În ceea ce priveşte structurile, idei există, de asemenea machete, s-au făcut încercări, însă realizările sînt relativ puţine. Şi totuşi, prin posibilităţile lor (uşurinţă de modelare, greutate redusă, rezistenţe, calităţi izolatoare), materialele plastice trebuie să-şi găsească un loc special printre materialele chemate să concure la producţia de mare serie în domeniul industrializării construcţiilor.

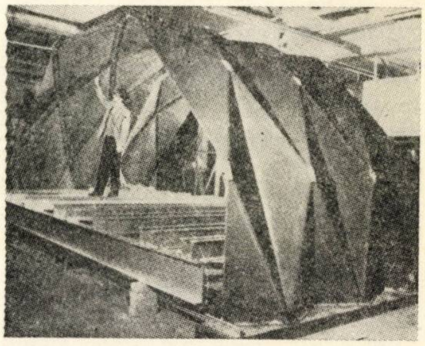


Fig. 12

Cu toate acestea, alături de calităţi ele au şi defecte (rezistenţă redusă la temperaturi ridicate, preţ ridicat etc.) care desigur că vor putea fi remediate într-un timp mai mult sau mai puţin scurt. În fine, mai trebuie avut în vedere că aceste produse sînt încă noi şi că nu s-au putut detecta sistematic atît performanţele lor, cît şi defectele lor.

Pentru o mai bună cunoaştere a materialelor plastice utilizate în structuri, la Londra s-a înfiinţat un departament de cercetări şi studii pentru aceste materiale. Unul din scopurile acestui departament este de a stabili legile care permit calculul structurilor din materialele plastice.

Cercetările conduse de profesorul Z.S. Makovski au fost îndreptate, de cîtva timp, spre studiul comportării bolţilor frînte. Astfel, de exemplu, a fost construită o boltă cu deschiderea de 6 m cu ajutorul unor elemente (de 2,30 m înălţime şi 1,00 m lăţime) în formă de romb îndoit după axa mare (fig. 12). Acestea sînt panouri din mai multe straturi din răşină armată cu fibre de sticlă, aplicate pe o foaie de 12 mm grosime din spumă rigidă de poliuretan. Marginea panourilor, special întărită, este întoarsă la 90° şi depăşeşte cu 75 mm faţa interioară (fig. 13), ceea ce permite montarea comodă a elementelor şi îmbinarea lor prin bulonare.

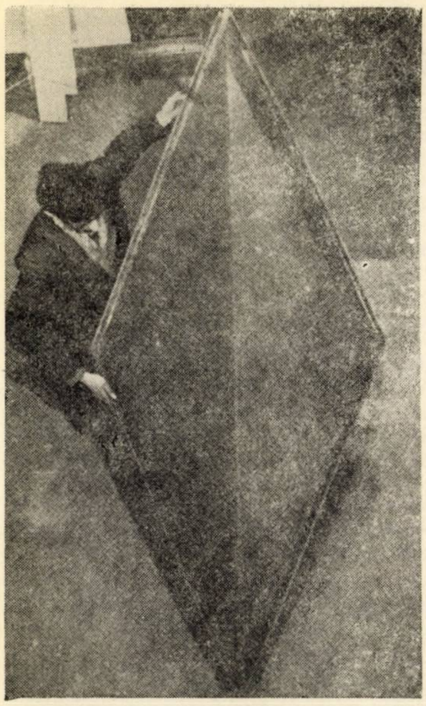


Fig. 13

Încărcarea structurii la încercare s-a făcut cu platouri suspendate cu cabluri, în puncte judicios alese, pe boltă. Platourile s-au încărcat cu cărămizi şi deformaţiile structurii s-au măsurat cu tensometre dispuse pe 3 direcţii. Astfel, s-a verificat rezistenţa acestui tip de structuri, permiţîndu-se folosirea acestor materiale în construcţii.

(Bâtir nr. 147, aprilie 1966)

ACOPERIŞ PRECOMPRIMAT PENTRU UN COLOSSEUM MODERN

În oraşul Phoenix (Arizona) s-a construit, după modelul amfiteatrelor romane, un „Colosseum" care va servi pentru expoziţii, spectacole pe gheaţă, rodeo, manifestaţii sportive şi reprezentaţii teatrale. Pentru a putea răspunde tuturor cerinţelor enumerate mai sus „Colosseumul" este conceput spaţios, cu un loc de parcare de 8 000 de locuri. În forma pătrată a parterului, se înscrie baza circulară a edificiului, cu un diametru de 111,86 m. Centrul este ocupat de o pistă rectangulară de 60 × 25m, ale cărei unghiuri sînt rotunjite şi în jurul căreia se află gradenele (fig. 14).

Ansamblul este conceput astfel încît să poată primi 10 000 pînă la 15 000 de spectatori după natura manifestaţiei organizate.

Construcţia este realizată cu o structură metalică (fig. 15) care, atît pentru protecţia contra incendiului, cît şi pe considerente de ordin estetic, este înglobată în beton preparat cu agregate de marmură, material utilizat şi pentru panourile de umplutură, care au deci un parament identic cu elementele structurii.

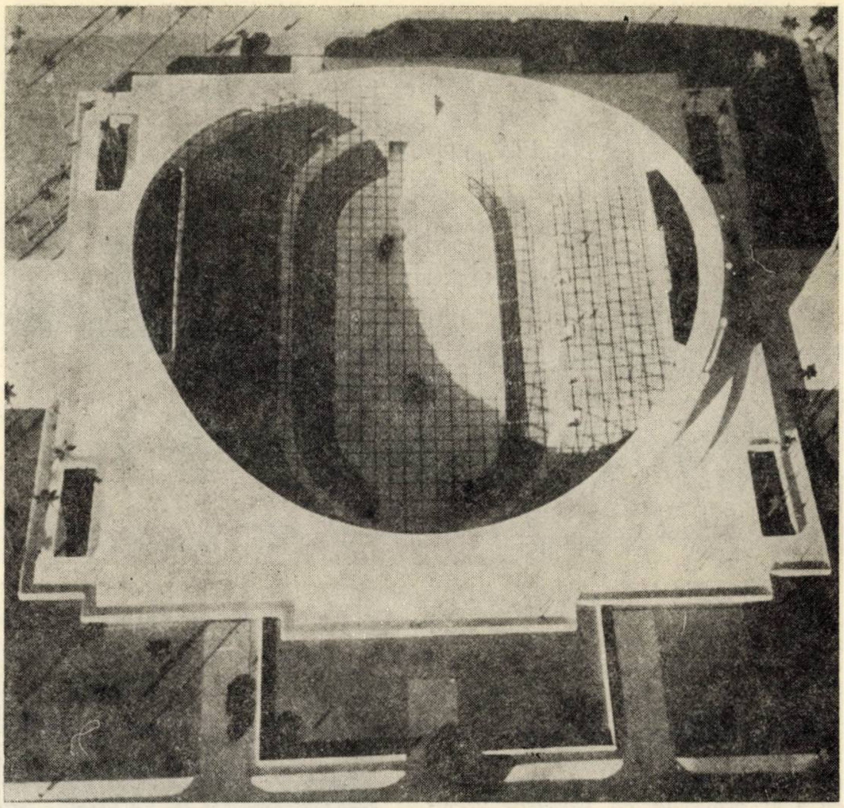


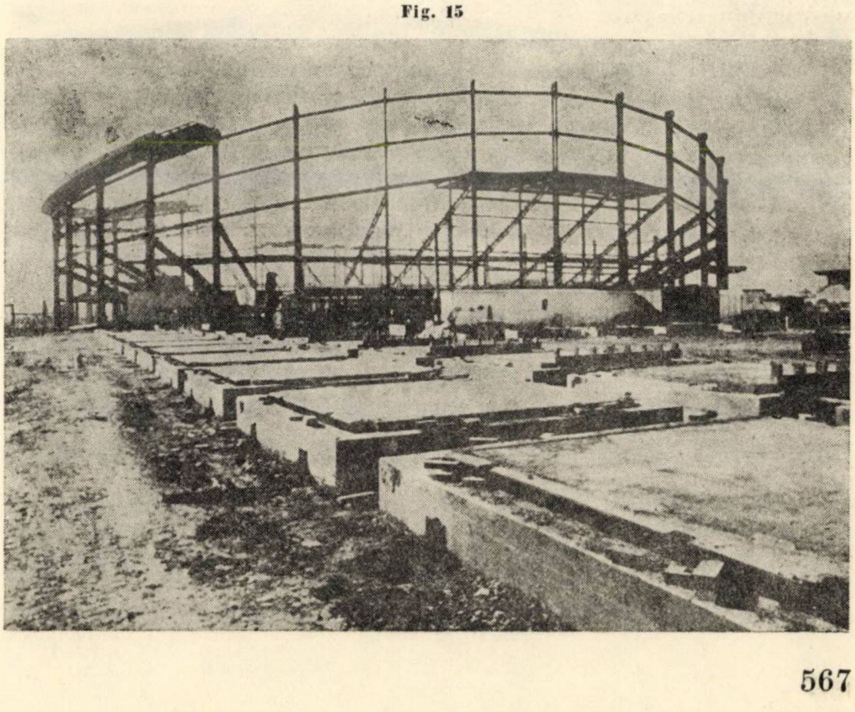
Fig. 14

Partea originală a „Colosseumului" o constituie acoperişul, de asemenea circular, cu diametrul de 111 m şi care este susţinut de două reţele de cabluri.

Elementul principal al învelitorii îl constituie inelul de compresiune (de 351m lungime cu secţiunea de 3,56 × 0,99 m), realizat din beton armat. Învelitoarea trebuind să fie circulară în plan şi în formă de cochilie hiperbolică în spaţiu, inelul de compresiune nu se situează într-un plan orizontal, ci este curbat astfel încît cele două axe perpendiculare corespunzătoare punctelor superioare, respectiv punctelor inferioare ale centurii, se află la o diferenţă de nivel de 12,20 m. Inelul este purtat de 36 stîlpi metalici a căror înălţime variază între 18,28 m şi 30,48 m; secţiunea sa este înclinată spre centrul arcului în pantă de circa 18 % în zona superioară şi este practic orizontală în zona inferioară (fig. 16).

Rolul principal al acestui enorm inel de compresiune este de a permite ancorarea şi întinderea a două planuri de cabluri destinate să susţină învelitoarea propriu-zisă. Cablurile (36) din primul plan sînt întinse paralel cu axa care trece prin

Fig. 15



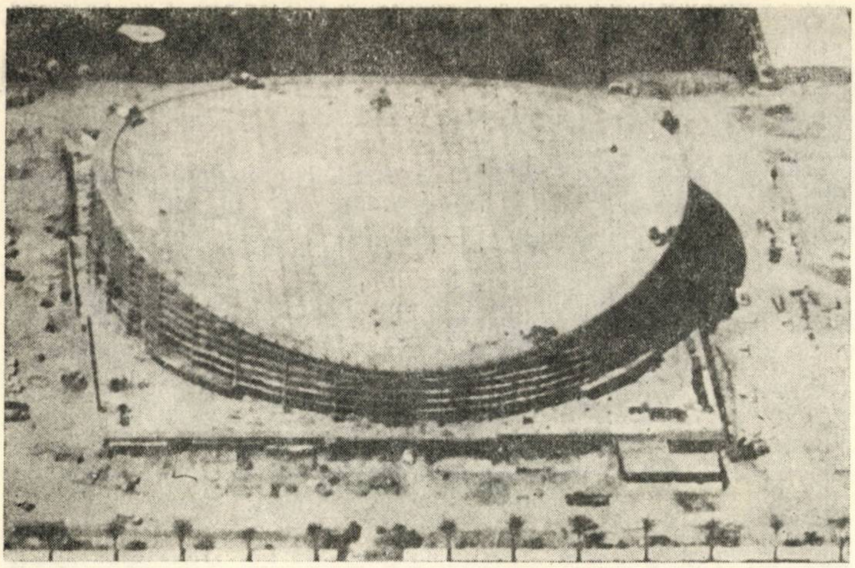


Fig. 16

zona superioară a inelului, în timp ce cablurile din al doilea plan (de asemenea 36 cabluri) sînt dispuse perpendicular pe primele. Cablurile (dintre care cel mai lung, şi cel mai gros, este format din 66 de toroane şi are un diametru de 75mm) formează o reţea cu ochiuri cu latura de 3 m acoperite cu chesoane prefabricate din beton (de 2,89 × 2,89 m) cu nervuri de 30 cm înălţime şi placă de 5 cm grosime.

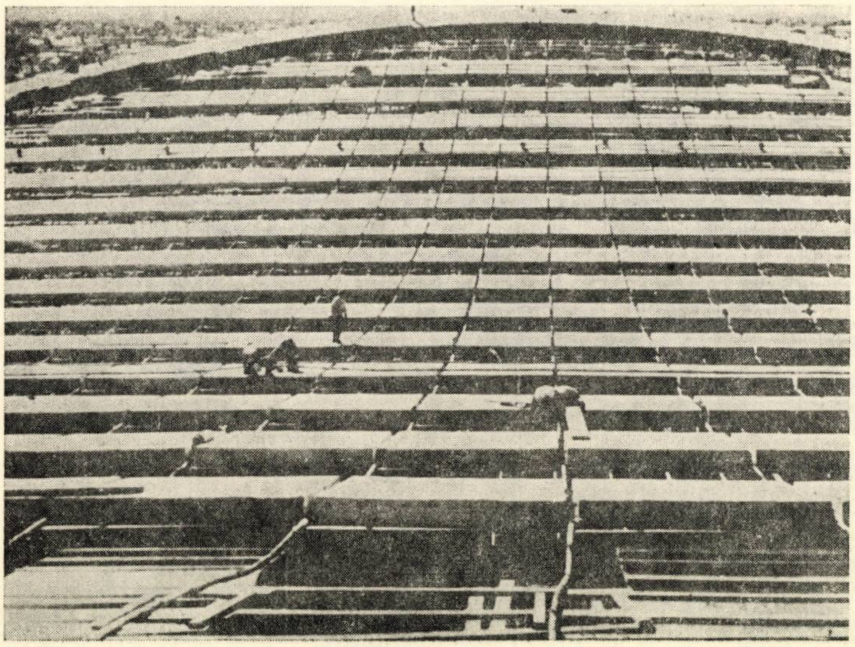
În fiecare din cele patru laturi ale chesoanelor sînt înglobate cîte două tălpi metalice, care sprijină pe cabluri şi permit fixarea dalei.

Mai întîi se întinde primul plan de cabluri, acela care este paralel cu axa ce trece prin zona superioară a inelului de compresiune. Cablurile din acest plan sînt fixate cu şuruburi înglobate în beton şi sînt destinate a prelua greutatea învelitoarei, în timp ce cablurile din al doilea plan, ancorate paralel cu axa ce trece prin zona inferioară, sînt destinate să preia solicitările aerodinamice de sucţiune. În funcţie de rolul lor şi de încărcarea totală pe care trebuie s-o suporte, cablurile din primul plan sînt întinse pînă la un efort corespunzător unei săgeţi de 10 m, în timp ce cablurile din al doilea plan sînt întinse pînă la o contrasăgeată de 1,50 m.

În timpul montării primului plan de cabluri, se construiesc eşafodaje tubulare pe toată suprafaţa construcţiei, pentru a sprijini dalele prefabricate la pozarea lor. O dată eşafodajele executate şi cablurile montate pe o direcţie, se începe pozarea dalelor din două în două (fig. 17). Aceste dale prefabricate pe şantier au fost pozate la locul lor definitiv cu ajutorul unui cablu întins între săgeţile înalte de 45 m a două macarale cu şenile.

S-a montat apoi al doilea plan de cabluri şi s-au pozat dalele lipsă, blocîndu-se definitiv cablurile sub tălpile de ancorare (fig. 18).

Fig. 17



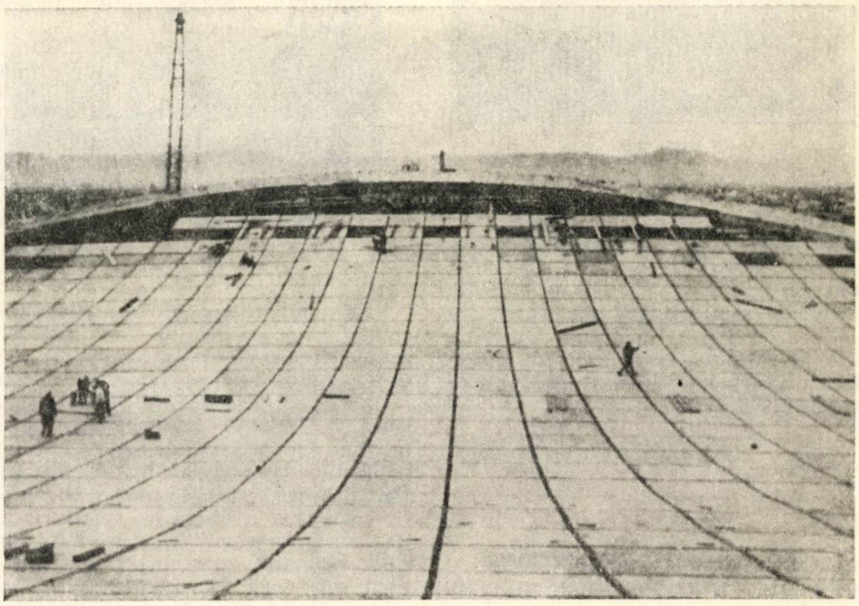


Fig. 18

O dată toate dalele montate şi cablurile astfel încărcate cu o mare parte din greutatea învelitorii, ele au fost puse în tensiune pentru prima oară.

Operaţiunea nu este uşoară, deoarece la cele două extremităţi ale fiecărui cablu trebuie aplicată o forţă calculată în funcţie de încărcarea şi lungimea cablului şi care atinge 190 t pentru cele 10 cabluri centrale de pe cele două direcţii. Pentru a uşura deplasarea verinelor hidraulice, cu o putere nominală de 280 t, ca şi a pompelor necesare, s-au ridicat, pe inelul de compresiune, patru camioane care să transporte, de la un post la altul, utilajul necesar pentru întinderea cablurilor.

Apoi s-a umplut cu beton rostul de 12—20 cm dintre dale, înglobîndu-se cablurile suport.

După betonarea rosturilor, cablurile au fost întinse definitiv, precomprimîndu-se învelitoarea. A urmat apoi aplicarea straturilor izolatoare şi de etanşeizare, iar sub învelitoare s-a fixat plafonul fals format din dalele acustice.

(Bâtir nr. 147, aprilie 1966)

ORSZÁGOS SZAKKÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1963

O UTILIZARE RAȚIONALĂ PE TOATE
ȘANTIERELE DE CONSTRUCȚII

Autostrăzi
Drumuri
Îmbunătățiri funciare
Construcții industriale
Căi ferate
Canalizări
Agricultură și economie forestieră

Grederul SHM 4 E
produs de VEB Industriewerk Halle-Nord
întreținere ușoară
cabină pentru zone tropicale și subtropicale
motor Diesel de 120 CP, răcire cu aer
se furnizează cu piese de rezervă

Exportator :
Deutscher lunen und Aussenbandel
108 Berlin, Mohrenstrasse 61
Republica Democrată Germană

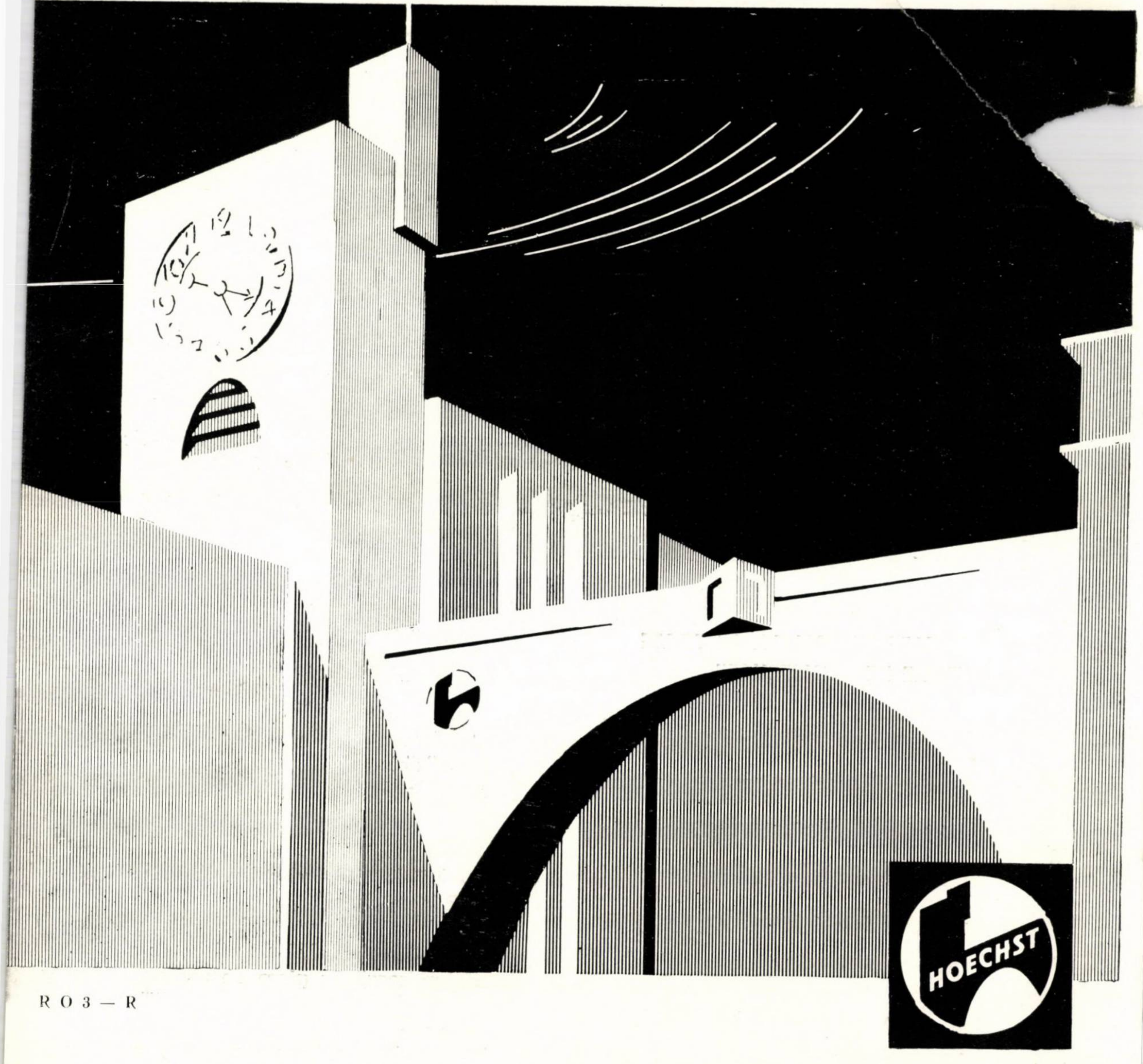
Informații
Ambasada Republicii Democrate Germane în
Republica Socialistă România
Secțiunea comercială
Calea Dorobanților 14, București
telefon : 11.39.97

MASCHINEN•EXPORT

Turnul şi podul
emblema firmei Hoechst

Întreprinderea HOECHST AG este unul dintre cele mai mari combinate chimice din lume. Numeroase descoperiri ale unor cercetători care erau în strînsă colaborare cu firma HOECHST au influenţat în mod hotărîtor dezvoltarea chimiei.

La ora actuală, firma HOECHST are peste 73 000 de colaboratori. În afara unui număr de societăţi afiliate din R. F. a Germaniei şi a unei serii de întreprinderi producătoare şi unităţi de desfacere din străinătate, cele peste o sută de reprezentanţe din tot atîtea ţări se ocupă nu numai cu vînzarea produselor, ci şi cu asistenţa clientului în probleme ştiinţifice şi tehnice. Silueta remarcabilă a turnului şi a podului reprezintă expresia legăturii permanente a firmei HOECHST cu prietenii săi din lumea întreagă.



R O 3 — R

HOECHST

FARBWERKE
HOECHST AG FRANKFURT/M. HOECHST
REPUBLICA FEDERALĂ A GERMANIEI

MŰSZAKI KÖNYVTÁRES DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

DO NOT FORGET TO RENEW YOUR SUBSCRIPTION TO
„REVISTA CONSTRUCŢIILOR ŞI A MATERIALELOR DE CONSTRUCŢII" for 1967
Write directly to
„CARTIMEX", P.O.B. 134—135, Bucharest, ROMANIA,
or get in touch with its representatives in your country at the following addresses:

ALBANIA	**— Ndermarja Shtetnore e Botimeve, Tirana**
AUSTRIA	**— Globus Buchvertrieb, Salzgries 16, Wien XX**
BELGIUM	**— Du Monde Entier, 5, Place St. Jean, Bruxelles**
BULGARIA	**— Ruznoiznos, 1, rue Tzar Assen, Sofia**
CHINA	**— Waiwen Shudian POB 88, Peking**
CUBA	**— Cubartimpex Calle Ermita 48, San Pedro, Habana**
CZECHOSLOVAKIA	**— Artia Ve Smenkach 30, Praha I**
FINLAND	**— Akateminen Kirjakauppa POB 128, Helsinki**
FRANCE	**— Messageries de la Presse Parisienne 111, Rue Réaumur, Paris 2e**
GERMAN DEMOCRATIC REPUBLIC	**— Deutscher Buch Exp. u. Import, Leninstrasse 16, Leipzig 701**
GERMANY, FEDERAL REPUBLIC OF	**— Kubon & Sagner P.O.B. 68, München 34**
HUNGARY	**— Kultura P.O.B. 49, Budapest 62**
ISRAEL	**— Haiflepac Ltd. 11 Arlosoroff Street, Haifa — Lepac. 15, Rambam St., Tel Aviv**
ITALY	**— So. Co. Lib. Ri Export-Import Piazza Margana 33, Roma**
JAPAN	**— Nauka Ltd. 2 Kanda Zimbocho 2 Chome Kiyoda-ku, Tokyo**
MONGOLIA	**— Mongolgosknigotorg Ulan Bator**
KOREA, PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC OF	**— Chulphanmul Phenian**
NETHERLANDS	**— Meulenhoff Beulingstraat 2, Amsterdam**
NORWAY	**— Norsk Bogimport P.O.B. 3267, Oslo**
POLAND	**— Ruch ul. Wilcza 46, Warszawa**
PORTUGAL	**— Libreria Buchholz Avda. Liberdade, Lisboa**
SPAIN	**— Libreria Herder Calle de Balmos 26, Barcelona**
SWEDEN	**— D. C. Fritze Fredgatan 2, Stockholm 16**
SWITZERLAND	**— Pinkus & Cie. Froschaugasse 7, Zürich**
UNITED KINGDOM	**— Collet's Holdings Ltd. Denington Industrial Estate Wellingborough, Northanta**
U.S.A.	**— Fam Book Service, 69 Fifth Avenue, Suite 8 F New York 10003, N. Y. — Continental Publications, 111, South Mermanee Ave. St. Louis, Missouri 63105**
U.S.S.R.	**— Mejdunarodnaia Kniga, Moscow G — 200**
VIETNAM, DEMOCRATIC REPUBLIC OF	**— So Xunt Nhap Khap Sach Bao Hai Ba Trung 32, Hanoi**
YUGOSLAVIA	**— Jugoslovenska Kniga Terazije 27, Beograd — Forum 1 Vojvode Misica, Novisad — Prosveta Terazije 16/1, Beograd**

FABRICA DE PRODUSE REFRACTARE

DEJ

STR. 1 MAI NR. 134
TELEFON 31 — 32,
REGIUNEA CLUJ

LIVREAZĂ PROMPT

PE BAZĂ DE REPARTIŢIE:

– CARAMIZI REFRACTARE MEGNEZITICE PE BAZĂ DE PERICLAZ NID — 429–62, UTILIZATE LA CAPTUŞIREA:

- **cubilourilor**
- **cuptoarelor Siemens Martin**
- **cuptoarelor de topit sticlă**

– CARAMIZI MAGNEZITO-CROMITICE NID 430–62, UTILIZATE LA CAPTUŞIREA:

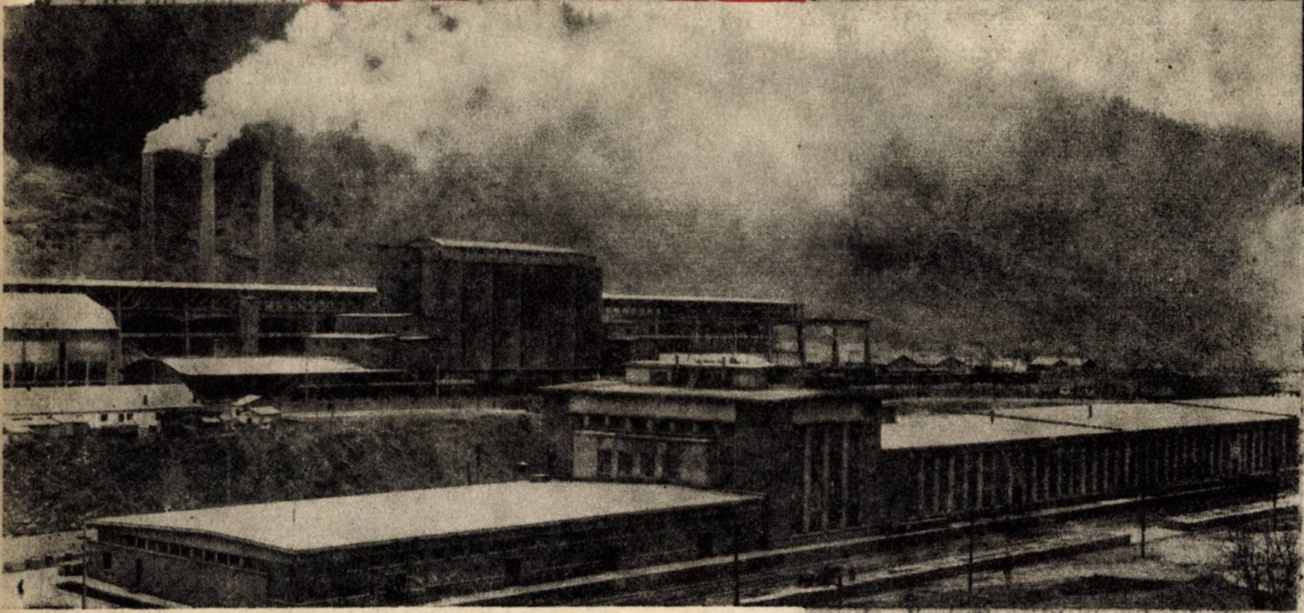
- **cuptoarelor rotative din industria cimentului**
- **cubilourilor**
- **cuptoarelor Siemens Martin**
- **instalaţii termotehnice cu un regim de temperatură foarte înalt.**

FĂRĂ REPARTIŢIE:

– TRASSGELL PULBERE FINĂ DIN BENTONITĂ ŞI SODĂ CALCINATĂ, UTILIZAT ÎN INDUSTRIA PETROLIERĂ

1967 MAI 10

FABRICA DE CIMENT BICAZ



PRODUCE ŞI LIVREAZĂ PE BAZĂ DE REPARTIŢIE URMĂTOARELE PRODUSE :

🟥 **— CIMENT**

BSS – 12/1958
P 400 Stas 388/49
Pz 400 Stas 1500/60
RIM 200 Stas 6486/61
M 400 Stas 1202/62
F 300 Stas 3700/62

🟥 **— VAR**

de construcţii Stas 146/61 calitatea I şi a II-a

🟥 **— CALCAR MĂCINAT**

pentru agricultură
– NID – 393/61

🟥 **— PLĂCI AZBOCIMENT**

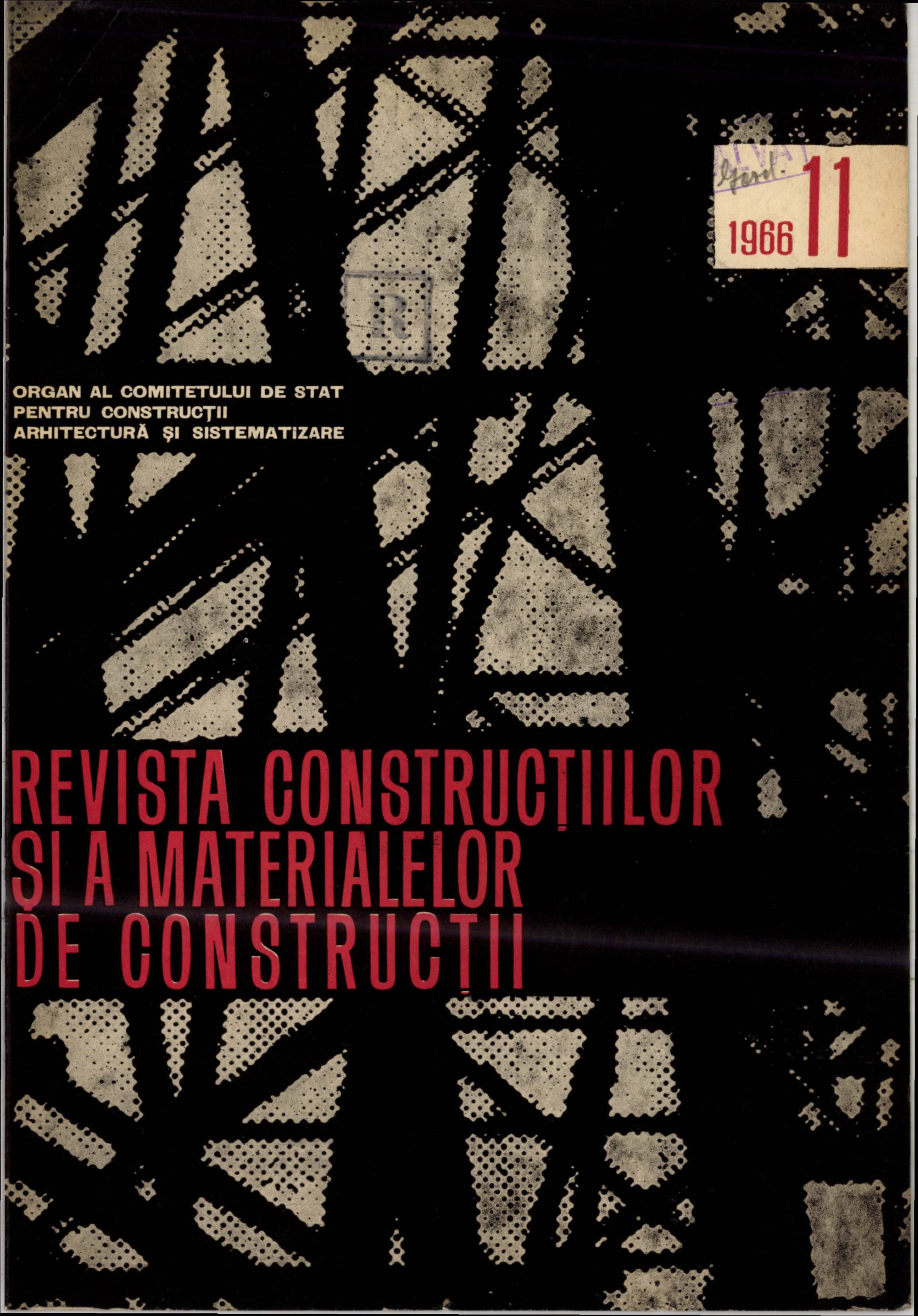
plane pentru turnuri de răcire
2400 × 1200 × 6 – NID –
– 425/62

🟥 **— PLĂCI AZBOCIMENT**

ondulate pentru învelitori Stas
5937/58
1200 × 878 × 5,5

🟥 **— TUBURI**

de azbociment de :
Ø 80 – 100 – 125 – 200 – 250 –
300 şi 350 mm



1966 11

Gerd.

R

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

Cercetătorii firmei Hoechst creează produsele de mîine

În chimia industrială cercetările ocupă un loc proeminent.

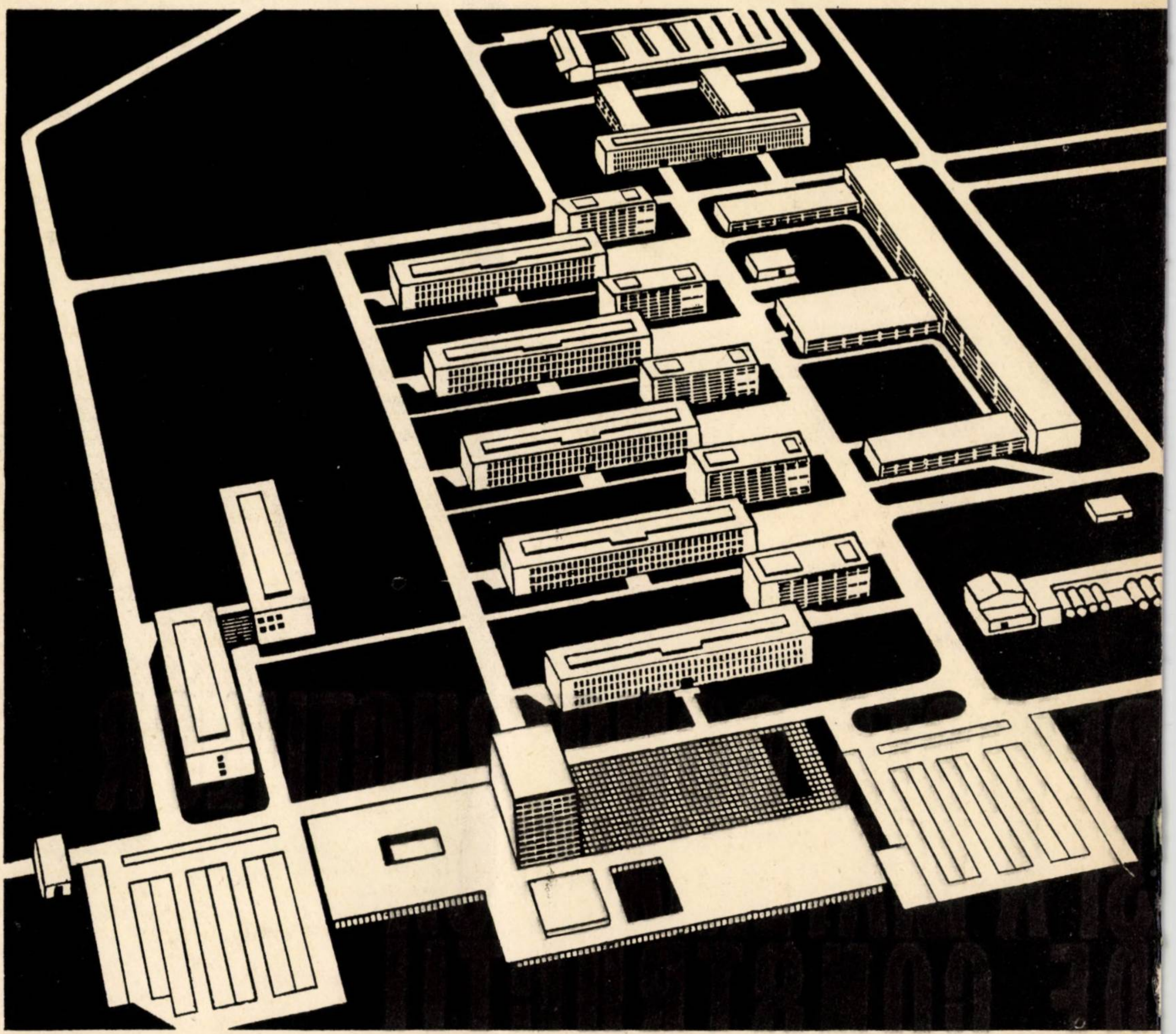
Astfel, în anul 1965, firma Hoechst a investit 306 milioane lei pentru lucrări de cercetare şi dezvoltare. În acest domeniu lucrează peste 8 000 colaboratori, dintre care peste 1 100 oameni de ştiinţă.

Pe malul stîng al rîului Main, firma Hoechst îşi construieşte centrul său de cercetări. La fiecare clădire de laborator este anexată o staţie pilot, astfel încît cercetătorii pot lucra nemijlocit împreună cu tehnicienii.

Pentru cercetări şi experimentări în domeniul fizicii, chimiei şi biologiei, care nu pot fi efectuate cu mijloacele tradiţionale, a fost înfiinţat un laborator radiochimic.

Hoechst vă ajută în rezolvarea problemelor dvs.

Vă rugăm să ne scrieţi.



RO4-R

HOECHST

FARBWERKE HOECHST AG — FRANKFURT/MAIN — HOECHS
REPUBLICA FEDERALĂ A GERMANIE

E 1688

R

Revista construcțiilor și a materialelor de construcții

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU
CONSTRUCȚII, ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

11

1966

VOLUMUL 20, Nr. 11

NOIEMBRIE 1966

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghițescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Haimagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Mateescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medvețchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

A. CHIRICUŢĂ

Nivelul ştiinţific în 1900 al Şcolii naţionale de poduri şi şosele în ceea ce priveşte rezistenţa materialelor 569

M. HALMAGIU, N. TOPA

Linii tehnologice pentru executarea jghiaburilor prefabricate din beton precomprimat . . 573

N. NICULIN, E. KEINTZEL

Acoperiş din paraboloizi hiperbolici la centrul de cartier Steagul Roşu-Braşov . . . 582

T. PATELLI, A. MIHUL, C. CAPATU

Asupra betonării pe timp friguros în cofraje glisante la construcţia unui siloz de făină de mare capacitate (20 celule) 584

I. GEORGESCU, C. IONESCU

Calculatoarele electronice în construcţii. Introducere în programarea calculelor . . . 591

N. COTTA

Contribuţii privind calculul iluminatului natural al clădirilor prin ferestre 596

N. N. DRĂGHICI

Izolarea termică a conductelor 601

C. BILCESU

Cuptorul ciclon şi perspectivele aplicării sale în industria silicaţilor 605

M. SOARE, V. PETCU

Studiul teoretic şi experimental al unor plăci dreptunghiulare de beton armate cu oţel de rezistenţă superioară 608

I. BELFERT, EM. CRISTEA, GH. DRĂGOI

Indici de productivitate în unităţi naturale pentru construcţia halelor industriale cu un singur nivel din prefabricate de beton armat 617

Cronică, Recenzii, Documentare

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria : Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon : redacţia 13.98.80 ; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 130.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii“ şi „Arhitectura“

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în cont avans conform aprobării D.G.P. nr. 10/8020 din 20 XII 1966.

M. SOARE et V. PETCU: Étude théorique et expérimentale de certaines dalles rectangulaires en béton, armées d'acier à haute résistance.

Les auteurs décrivent les expériences entreprises sur deux dalles en béton, armées d'acier à haute résistance. La première dalle était d'exécution monolithe, tandis que la deuxième était fabriqué en deux éléments, avec monolitthisation ultérieure du joint.

Les comparaisons faites entre les valeurs théoriques, basées sur la théorie des lignes de rupture, et les valeurs expérimentales, ont montré une bonne concordance. Outre les essais statiques, on a procédé séparément à des déterminations sur les caractéristiques dynamiques des dalles préfabriquées.

T. PATELLI, A. MIHUL et C. CAPATU: Sur le bétonnage par temps froid en coffrages glissants, à propos de la construction d'un silo de farine à haute capacité (20 cellules).

Sont présentées les études de laboratoire nécessitées pour l'exécution d'un silo de farine à haute capacité (20 cellules), par temps froid (températures de l'air – 13 à –20°C), en appliquant le procédé du coffrage glissant, ainsi que les résultats obtenus en pratique. Lorsque les travaux avaient lieu par temps froid, le but visé était de combiner de manière rationnelle les compositions du béton avec une quantité réduite d'eau, en assurant la protection du béton par intervalles courts de temps. La protection était réalisée par l'intermédiaire d'une construction légère et mobile, attachée au coffrage glissant qui la transporte sur la verticale, et ayant accrochée à la plate-forme de travail une „jupe en treillis de coton" que l'on a calculée en sorte qu'elle assure la protection du béton coulé jusqu'à ce que ce dernier acquiert une certaine résistance minimale appréciée d'avance et dont la valeur est telle que le gel ne peut plus porter une influence négative sur les caractéristiques physiques et mécaniques du beton.

Les auteurs expliquent le calcul thermique, l'organisation, l'exécution et le calcul économique.

C. BILCESCO: Le four à cyclone et ses perspectives d'application dans l'industrie des silicates.

L'auteur fait un bref exposé sur les foyers cyclone – lesquels constituent le point de départ de la création des fours à cyclone – ainsi que sur ces derniers; il présente leurs avantages et les problèmes que suscitent leur perfectionnement.

Dans l'industrie des silicates, les fours à cyclone peuvent trouver un emploi à la production du verre, du coton minéral, du basalte fondu, de la porcelaine fondue, du laitier de ciment etc.

Pour faire ressortir les avantages présentés par l'emploi du four à cyclone, après avoir analysé le bilan thermique d'un four à vanne pour la production du verre, l'auteur reproduit un exemple de calcul estimatif pour la consommation spécifique de combustible, que l'on peut réaliser avec un four à cyclone.

Une considérable économie sur la dépense en combustibles (40...60%) peut être notamment réalisée par la mise en oeuvre d'un perfectionnement technique qui consiste en la dotation du four de récupérateurs de chaleur bien adaptés à l'installation.

N. N. DRĂGHICI: Isolation thermique des conduites.

L'auteur présente d'abord les critères fondamentaux du calcul des isolations thermiques, critères dictés par des considérations d'ordre économique, technologique ou de sécurité du travail.

Il décrit ensuite les procédés d'isolement, classiques et modernes, les derniers consistant dans l'application par pulvérisation au pistolet, d'une masse thermo-isolante. Il décrit les caractéristiques des matériaux employés par les procédés étrangers (Limpet, Silbestos etc.), en insistant en final sur le procédé roumain „Fibromin".

A. CHIRICUȚĂ: Le niveau scientifique, en 1900, de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, quant à la résistance des matériaux.

À l'occasion de la commémoration du 75e anniversaire de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Bucarest, l'auteur montre en quoi consistait le „Cours de Mécanique, appliquée à la Résistance des Matériaux et à la Stabilité des Constructions", que le professeur Constantin Mănescu enseignait aux élèves aux environs de 1890; le Cours a été édité en 1893.

INHALT

M. HALMAGIU und N. TOPA: Fertigunsstrassen für vorgefertigte Spannbetonrinnen

Die Verfasser führen vor einige charakteristische Aspekte der beiden hierzulande angewandten Verfahren bei der Herstellung von Spannbetonrinnen:

– Herstellung in langen Spannbetten
– Herstellung durch Schleudern.

Die Verfasser sind der Meinung dass eine eingehende vergleichende Untersuchung nötig ist um die vorteilhaftesten technisch-ökonimischen Kennziffern festzusetzen und also das optimale Herstellungsverfahren zu beurteilen das imstande ist die für die Landwirtschaft nötigen Mengen zu sichern.

N. NICULIN und E. KEINTZEL: Eine als hyperbolisches Paraboloid gestaltete Dachkonstruktion für das Wohnviertelzentrum „Steagul Roșu" – Brașov

Der Artikel schildert in kurzem die architektonische Lösung und führt hinterher vor die Elementarlösung für den Fall eines schirmartigen hyperbolischen Paraboloids durch horizontale Kräfte belastet das zur Überdachung eines Grosswarenhauses im Wohnvertel „Steagul Roșu" – Brașov diente.

I. BELFERT, EM. CRISTEA, GH. DRĂGOI : Produktivitätskennziffern in natürlichen Messeinheiten ausgedrückt – eingeschössige vorgefertigte Stahlbeton Industriehallen

Das Forschungsinstitut für Bauwesen und Bauwirtschaft hat im Jahre 1965 einige Untersuchungen durchgeführt hinsichtlich der Produktivität im Bau von eingeschössigen aus Stablbetonfertigteilen hergestellten Industriehallen um auf diesem Grunde die Kontrolle der Arbeitsproduktivität in natürlichen Messeinheiten ausgedrückt zu verallgemeinern.

Es wurden untersucht die am häufigsten angewandten Industriehallen wie auch diejenigen für die in der Zukunft Anwendungsaussichten gegeben sind – alles unter Berücksichtigung der Eigenartigkeiten einzelner Industriezweige.

Die Materialien die sich aus diesen Untersuchungen und Forschungen ergaben begründeten die Bestimmung von in natürlichen Messeinheiten ausgedrückten Prokutivitätsziffern deren Werte schlechthin Arbeitssaufwand per m^2 bedeuten.

I. GEORGESCU und C. IONESCU : Elektronische Rechenmaschinen im Bauwesen. Einführung in die Programmierung der Berechnungen (II)

Dieser Artikel ist eine Fortsetzung des in der vorrigen Numer unserer Zeitschrift erschienenen Artikels und enthält einige Hinweise hinsichtlich der Lösung einiger konkreter Zahlenbeispiele. Es wird hervorgehoben dass die Mannigfaltigkeit der Lösungsverfahren für ein und dasselbe Problem begründet ist einerseits durch das Vorhandensein verschiedener mathematischer Verfahren und andererseits durch die Möglichkeit die Reihenfolge der Berechunung der Zahlenoperatoren zu ändern auf Grund der algebraischen Vertauschbarkeit, Assoziativität und Distributivität.

Aus allen diesen möglichen Lösungsverfahren eines gewissen Problems wählt der Programmwähler dasjenige das dem Rechner am besten bekannt ist oder das er am häufigsten angewandt hat.

Es folgt ein Beispiel wie man ein Programm aufstellt für die Berechnung der Einspannungsmomentenwerte eines Stabes mit konstantem Trägheitsmoment belastet durch ein beliebiges System vertikaler Lasten.

N. COTTA : Einige Beiträge zur Berechung der Tagesbeleuchtung eines Gebäudes mit Fenstern vorgesehen

Die vom Verfasser vorgeführten Berechnungen sind bestrebt die neuartigen Berechnungsverfahren der Tagesbeleuchtung technisch zu begründen und eine Reihe Korrektionsziffern klarzustellen da letztere in den Tabellen des neuen Standards erscheinen sollen.

M. SOARE, V. PETCU : Theoretische und experimentelle Untersuchung von rechteckigen Stahlbetonplatten mit hochwertigen Stahlstäben bewehrt

Im Artikel werden vorgeführt die Versuche die durchgeführt wurden mit zwei Stahlbetonplatten mit hochwertigen Stahlstäben bewehrt. Die eine Platte wurde an Ort und Stelle gegossen während die andere aus zwei Fertigteilen hergestellt wurde bei hinterheriger Monolithisierung der Fuge.

Ein Vergleich der theoretischen Werte abgeleitet auf Grund der Bruchlinientheorie zeigt eine gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten. Ausser den statischen Versuchen wurden auch Bestimmungen der dynamischen Charakteristiken der vorgefertigten Platten durchgeführt.

T. PATELLI, A. MIHUL und C. CAPATU : Über die Winterbetonierung in Gleitschalungen beim Bau eines grossen Mehlsilos (20 Zellen)

Es werden vorgeführt die Laborforschungen und die praktischen erlangten Ergebnisse beim Bau eines Mehlsilos (20 Zellen) in Gleitschalungen gegossen bei Aussentemperaturen zwischen −13 und −20°C. Beim Winterbau wurde angestrebt eine zweckmässige Wahl der Betonzusammensetzung mit reduzierter Anmachewassermenge sowohl wie ein kurzfristiger Betonschutz. Zum Betonschutz diente eine leichte bewegliche demontierbare Konstruktion das auf die Gleitschalung montiert und mit ihr zusammen transportiert wurde; an der Arbeitsbühne wurde eine ,,Drellschürze'' angebracht die derart bemessen wurde um einen Schutz des Betons zu gewährleisten bis zum Erlangen eines gewissen minimalen Festigkeitswertes der von vornerein berechnet wurde und von dem ab der Frost die physikalisch-mechanischen Eigenschaften des Betons nicht mehr beeinträchtigt.

Es werden vorgeführt die wärmetechnischen Berechnungen die Bauausführung und die ökonomische Kalkulation.

C. BILCESCU : Der Zyklonofen und seine Anwendungsaussichten in der Silikatindustrie

Es werden in kurzem beschrieben die Zyklonfeuerungen – Ausgangspunkt der Zyklonöfen – sowohl wie diese letzteren und es werden hervorgehoben ihre Vorteile und dargelegt die Probleme ihrer Verbesserung.

In der Silikatindustrie können die Zyklonöfen angewandt werden bei der Erzeugung von Glas, Mineralwolle, Schmelzbasalt, Schmelzporzelan, Zementklinker u.a.m.

Nach einer Untersuchung der Wärmebilanz eines glaserzeugenden Wannenofens wird vorgeführt eine abschätzende Berechnung des Brennstoffaufwandes für einen Zyklonofen um derart die Vorteile die aus seiner Anwendung herrühren hervorzuheben.

Es wird gezeigt dass es möglich ist beträchtliche Brenstoffersparnisse zu erlangen (40−60%;) eine der wichtigsten diesbezüglichen Fragen besteht in der Vervollkommnung der Zyklonöfen durch die Herstellung von entsprechenden Abwärmeverwerter.

N. N. DRĂGHICI : Der Wärmeschutz von Rohrleitungen

Im Artikel werden vorgeführt die Grundlagen der Berechunng von wärmeschützenden Vorrichtungen die durch ökonomische, tehnische oder arbeitsschützende Betrachtungen auferlegt werden können.

Weiterhin werden die klassischen wie auch die modernen Schutverfahren beschrieben die im Aufbringen durch Spritzen von einer wärmeschützenden Schicht bestehen. Es werden angegeben die Charakteristiken der angewandten Baustoffe sowohl im Auslande (Verfahren Limpet, Silbertos u.a.m.) wie auch hierzulande (rumänisches Verfahren ,,Fibromin'').

A. CHIRICUȚĂ : Der wissenschaftliche Stand der Festigkeitslehre in der vormaligen Nationalen Hochschule für Strassen- und Brückenbau um die Jahrhundertwende

Anlässlich der 75-Jahre Feier der Gründung der Nationalen Hochschule für Strassen- und Brückenbau aus Bukarest führt der Verfasser vor die damaligen Vorlesungen des Professors Constantin Mănescu: ,,Mechanik angewandt auf Festigkeitslehre und Baustabilität''; diese Vorlesungen wurden hinterher im Jahre 1893 gedruckt.

СОДЕРЖАНИЕ

М. ХАЛМАДЖИУ и Н. ТОПА. — Технологические линии для производства предварительно напряжённых железобетонных лотков.

Авторы указывают на несколько наиболее характерных особенностей обоих способов производства предварительно напряжённых железобетонных лотков: на длинных стендах и посредством центрифугирования.

В целях установления оптимальных технико-экономических показателей, для определения наилучшего способа производства для удовлетворения нужд сельского хозяйства, авторы рекомендуют проведение детального сравнительного анализа.

Н. НИКУЛИН и Е. КЕЙНТЦЕЛЬ — Покрытие универмага в районе Стягул Рошу города Брашова, выполненное из гиперболических параболоидов.

В статье даётся краткое описание архитектурного решения посредством гиперболических параболоидов, расположенных в виде зонта и подверженных действию горизонтальных сил, при выполнении покрытия универмага в районе Стягул Рошу города Брашова.

И. БЕЛЬФЕРТ, ЭМ. КРИСТЯ и Г. ДРАГИЧ. — Производственные показатели в естественных единицах при строительстве сборных железобетонных одноэтажных промышленных цехов.

В целях распространения метода учёта производительности труда в естественных единицах в области строительства, Научно-исследовательский институт строительства и экономики строительства провёл в 1965 г. ряд исследований относительно производительности труда при строительстве сборных железобетонных одноэтажных промышленных цехов.

Были исследованы наиболее часто встречающиеся в настоящее время и переспективные типы цехов, применяемых в различных отраслях производства.

Полученный материал лёг в основу проектирования показателей производительности труда в естественных единицах, значения которых выражаются в конечном итоге в затратах труда на кв м.

И. ДЖЕОРДЖЕСКУ, и К. ИОНЕСКУ. — Электронные вычислительные машины в строительстве. Введение в программирование расчётов (II).

В продолжение статьи опубликованной авторами в предыдущем номере журнала, даются указания относительно способа решения конкретных задач численного расчёта. Указывается, что разнообразие способов решения одной и той же задачи является следствием существования различных математических методов, а также возможностей осуществления некоторых перестановок в порядке расчёта численных операторов на основе алгебраических свойств коммутативности, сочетательности и дистрибутивности.

Из множества всевозможных способов решения данной задачи программатор выбирает наиболее известный или чаще применяемый В практике решающего устройства способ.

Даётся пример составления программы расчёта полной заделки по концам балки с постоянным моментам, подверженной воздействию той или иной системы сосредоточенных вертикальных нагрузок.

Н. КОТТА. — К вопросу расчёта естественного освещения зданий через окна.

Автор излагает с технической точки зрения новые методы расчёта естественного освещения и старается выявить целый ряд поправочных коэффициентов, которые будут включены в таблицы будущего стандарта.

М. СОАРЕ и В. ПЕТКУ. — Теоретическое и экспериментальное исследование прямоугольных железобетонных плит, армированных высокопрочной сталью.

В статье описаны испытания двух железобетонных плит, армированных высокопрочной сталью. Одна из плит — монолитная, а другая — сборная, состоящая из двух элементов с замоноличенным швом

Сравнение теоретических величин, основанных на теории линий разрыва, указывает на хорошее совпадение с экспериментальными величинами.

Независимо от статических испытаний, было проведено также определение динамических характеристик сборных плит.

Т. ПАТЕЛЛИ, А. МИХУЛ и К. КАПАТУ. — О бетонировании в зимнее время в скользящей опалубке при строительстве крупного мучного элеватора (20 силосов).

Приводятся лабораторные исслееования и достигнутые на практике результаты при строительстве крупного мучного элеватора (20 силосов) с применением скользящей опалубки при температурах —13 ...—20°Ц. При производстве работ в зимнее время следует стремиться к достижению рационального состава бетона с сокращением количества воды в процессе смешивания и защитой бетона от заметрзания на короткие промежутки времени. Защита достигалась посредством применения лёгкой передвижной сборной конструкции, смонтированной и передвигаемой в вертикальном направлении при помощи скользящей опалубки. К рабочей площадке привешана ,,парусиновая юбка'', обеспечивающая защиту бетона до достижения им определённой заранее установленной минимальной прочности при которой мороз не оказывает уже отрицательного влияния на физико-химические свойства бетона.

Даются термический и экономический расчёты и описывается способ организации и производства работ.

К. БИЛЧЕСКУ. — Циклонная печь и перспективы её применения в силикатной промышленности.

Даются термический и экономический расчёты и описывается способ организации и производства работ.

В статье даётся краткое описание циклонных топок, являющихся исходным элементом создания циклонных печей, а также описание последних с указанием на их преимущества и на вопросы, связанные с их усовершенствованием.

В силикатной промышленности циклонные печи могут применятьсяя при производстве стекла, минеральный ваты, топлёного базальта, топлёного фарфора, цементного клинкера и т.п.

В целях выявления преимуществ применения циклонных печей, вслед за анализом теплового баланса обычной печи для производства стекла, даётся расчёт удельного расхода топлива, который может быть достигнут в результате применения циклонной печи.

Указывается на возможность достижения значительной экономии топлива (40...60 %), причём одним из основных вопросов совершенствования циклонных печей является создание соответствующих рекуператоров тепла.

Н. Н. ДРАГИЧ. — Теплоизоляция трубопроводов.

В статье приводятся сначала основные критерии расчёта теплоизоляций по экономическим, технологическим и всякого рода другим соображениям.

Затем описываются классические и новые способы изоляции, состоящие в нанесении термоизоляционной массы посредством обрызгивания (шприцевания). Приводятся характеристики материалов, используемых при применении зарубежных способов (Лимпет, Сиблестос и др.), и подробно описывается румынский способ ,,Фибромин''.

А. КИРИКУЦА. — Научный уровень Национальной школы мостового и дорожного строительства в области сопротивления материалов, в 1900 году.

В связи с 75-телетием Национальной школы мостового и дорожного строительства, автор говорит о научном уровне ,,Курса прикладной механики в области сопротивления материалов и устйчивости сооружений'' профессора Константина Манеску, изданного в 1893 году.

SUMMARY

M. HALMAGIU and N. POPA : Technological lines for the production of prefabricated troughs in prestressed concrete.

Some characteristic aspects offered by the two precedures known for the production of troughs in prestressed concrete are presented, namely:

- the long stands production technology and
- the centrifuging production technology.

The optimal production technology, necessary to satisfy the demands of agricultural installations could only be assessed if the most advantageous technical and economic indexes were known; consequently, the authors suggest a detailed comparative analysis.

N. NICULIN and E. KEINTZEL : Hyperbolic paraboloid roofs at the district center „Steagul-Roşu" in Braşov.

The article includes short description of the architectural solution and of the elementary one brought to the problem of umbrella-shaped hyperbolic paraboloids submitted to horizontal stresses, such as the actual case presented itself with the construction of an emporium roof in the „Steagul Roşu" district in Braşov town.

I. BELFERT, EM. CRISTEA and GH. DRĂGOI : Natural unit productivity indexes for the building of one-storey industrial halls in reinforced concrete prefabricated elements.

During 1965 researches were carried out on the productivity level in the erection of one-storey industrial halls built up in reinforced concrete prefabricated elements; these researches were undertaken by the Research Institute for Constructions and the Economy of Construtions and were destined to provide for an expansion of the natural unit method of following-up the productivity of work in constructions.

The most frequenly used types of halls, both at present and likely to be used in the future, specific to the various production branches, were analysed.

The informations obtained as a result of researches and studies carried out formed the basis for designing nutural units productivity indexes, the value of which is eventually expressed by the man-power used per Sq.m. of unfolded built area.

I. GEORGESCU and C. IONESCU : Electronic computers in constructions. Introduction to the programming of computing operations (Part II)

The part published in this issue is a continuation of the articl published in the preceding number of this review and includes some recommandations refering to the way of solving actual problems of digital calculation. It is thus shown that the diversity of procedures available for solving the same problem is due both to the existence of many different mathematical methods and to the possibility of making some permutations in the numerical operator computing order, on the grounds of algebraic properties such as commutivity, associativity and distributivity.

From the multitude of all possible procedures for solving a certain given problem the programmer choose the most wellknown or most frequently used one in the solver practice.

An example is given for the way of setting up a program for calculating the momenta of a perfect rigid fixing at the ends of a bar having a constant momentum of inertia and submitted to any given system of concentrated upright loads.

N. COTTA : Contributions to the design of natural lighting of buildings through the windows.

The computing operations presented by the author are meant to show, from a technical point of view, the new methods applied for designing natural lighting and also to clarify a number of correction coefficients which are to be tabulated in the next standard specification.

M. SOARE and V. PETCU : Theoretic and experimental study about reinforced concrete rectangular slabs, using high strength steel as a reinforcement.

The crticle describes thetests carried out on two concrete slabs reinforced with a high strength steel. The first slab was of a monolithic structure while the second was prefabricated from two members, the joint being subsequently monolithized.

Comparison of theoretic values based on the assumption of rupture lines show a good agreement with the experimental ones. Beside the static tests, dynamic determinations of the prefabricated slab characteristic features were also carried out.

T. PATELLI, A. MIHUL and C. CAPATU : Concreting in cold weather through sliding casings as applied to the erection of a high capacity flour silo (20 cells).

The article includes the laboratory studies and actual results obtained in practice with the construction of a high capacity flour silo (20 cells) by applying the sliding casing technique at an outdoor air temperature within − 13 and −20°C. On carrying out the works during such a cold weather, it was aimed at obtaining the most rational mixing between concrete compositions and a reduced volume of water, concrete being protected during short time intervals. Protection was achieved by using a travelling, light-weight removable structure, mounted on the sliding casing and carried on a vertical plane by the same; it is provided with a „canvas skirt" so designed as to ensure the protection of the concrete cast until a certain pre-estimated minimal strength is reached, when the frost can no more bear any detrimental effect on the physical and chemical characteristics of the concrete.

The thermal design, organizational and executional steps and also the economic estimation are described.

C. BILCESCU : The cyclone-oven and its prospective uses in the industry of silicates.

The article includes first a short description of cyclone furnaces, wherefrom the cyclone-ovens have been developed, then describes these latter, their advantages and the problems raised by their improvement.

In the silicate industry, cyclone ovens may be used for the production of glass, mineral wool, melted basalt and porcelaine, cement clinker etc.

To outline the advantages presented by cyclone-ovens, the author first analyses the thermal balance of a gate-oven for glass production then gives an estimation for the fuel specific consumption which may be attained in the case of a cyclone-oven.

It is shown that substantial costs could be saved on fuel consumption (from 40 to 60 per cent), one of the main problem concerning cyclone-oven improvement being the realization of adequate heat recuperators.

N. N. DRĂGHICI : Thermal insulation of conduits.

The article first presents the basic criteria for estimating thermal insulation levels that may be required by economic, technologic or safety considerations.

Classic and modern procedures of insulation are then described, the latter consisting namely in spraying the thermoinsulating mass over the piping to be treated. The characteristics of materials used in foreign procedures are given (Limpet, Silbestos etc.), while a more comprehensive discussion is devoted to the Romanian ,,Fibromin" procedure.

A. CHIRICUȚĂ : The Scientific Level of the National School for Civil Engineeric in 1900, from the strength of materials point of view.

As the Romanian National School of Civil Engineering celebrates its 75-th anniversary, the author takes this opportunity to show how was like, in those days, the ,,Course on Mechanics, as applied to the strength of materials and building stability" taught by professor Constantin Mănescu and published in 1893.

SOMMAIRE

M. HALMAGIU et N. TOPA : Lignes technologiques pour la production des auges préfabriquées en béton précontraint.

Sont présentés quelques aspects caractéristiques des deux procédés appliqués pour la production des auges en béton précontraint, à savoir :
- procédé d'exécution aux stands longs ;
- procédé d'exécution par centrifugeage.

Afin de pouvoir risquer une estimation sur le procédé le plus indiqué, dont l'emploi puisse assurer la satisfaction des demandes formulées par le secteur agricole, il faut pouvoir d'abord établir les indices techniques et économiques les plus favorables ; dans ce but, les auteurs recommandent une analyse comparative de détail.

N. NICULIN et E. KEINTZEL : Toit en paraboloïdes hyperboliques au centre de quartier ,,Steagul-Roșu" – Brașov.

Les auteurs présentent dans un court exposé la solution architecturale et ensuite la solution élémentaire apportées au problème des paraboloïdes hyperboliques en forme d'ombrelle, sollicités par des forces horizontales, solutions appliquées à la construction de la toiture d'un magasin universel situé dans le quartier ,,Steagul-Roșu" – Brașov.

I. BELFERT, EM. CRISTEA, GH. DRĂGOI : Indices de productivité reproduits en unités naturelles, pour la construction des halls industriels à un seul niveau à partir de préfabriqués en béton armé.

Afin de pouvoir donner une expansion à l'application de la méthode qui consiste à représenter la progression de la productivité du travail dans le secteur des constructions par une symbolisation exprimée en unités naturelles, l'Institut de la Recherche en Constructions et Économie des Constructions a entrepris, au cours de l'année 1965, un programme d'investigations sur le niveau de productivité dans la construction des halls industriels à un seul niveau, exécutés à partir de préfabriqués en béton armé.

L'analyse a porté sur les types de halls les plus fréquemment utilisés actuellement ainsi que sur ceux dont l'utilisation est envisagée dans le futur, pour chaque branche de l'industrie considérant un type spécifique.

Les données résultées des investigations et études entreprises ont constitué les assises des indices de productivité programmés en unités naturelles et dont la valeur s'exprime, finalement, par consommation de travail par m² Ad.

I. GEORGESCO et C. IONESCO : Les calculatrices électroniques dans les constructions. Introduction à la programmation des opérations de calcul (II)

La présente partie constitue la suite de l'exposé commencé par les auteurs dans notre numéro précédent et comprend des indications sur la manière dont sont résolus les problèmes concrets du calcul numérique. Il est ainsi montré que la diversité des procédés servant à résoudre le même problème est due tant à l'existence de plusieurs méthodes mathématiques différentes qu'aux possibilités d'opérer certaines permutations dans l'ordre de calcul des opérateurs numériques, en raison des propriétés algébriques de commutativité, associativité et distributivité.

Parmi la multitude des procédés pouvant être appliqués à la résolution d'un problème donné, le programmateur choisit le plus connu ou bien le plus fréquemment utilisé dans la pratique du résolvant.

L'exposé est illustré par un exemple sur la manière de dresser le programme pour calculer les moments d'encastrement parfait aux extrémités d'une barre à moment d'inertie constant, sollicitée par un système quelconque de charges verticales concentrées.

N. COTTA : Contributions au calcul de l'éclairage naturel des bâtiments par les fenêtres.

Au moyen des calculs qu'il présente, l'auteur cherche à expliquer, du point de vue technique, les nouvelles méthodes appliquées au calcul de l'éclairage naturel et de clarifier un nombre de coefficients de correction qui seront inclus sous forme de tableaux dans la future norme d'état.

Nivelul științific în 1900 al Școlii naționale de poduri și șosele în ceea ce privește rezistența materialelor

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1983

Ing. Anton Chiricuță

În luna mai 1956, am fost întrebat din partea Rectoratului Institutului politehnic-București și din partea Rectoratului Institutului de construcții din București dacă, cu prilejul sărbătoririi a 75 de ani de la înființarea Școlii naționale de poduri și șosele din București, aș voi să arăt cum se prezenta pe vremea mea, adică acum vreo 66 de ani, *„Cursul de Mecanică Aplicată la Rezistența Materialelor și Stabilitatea Construcțiilor"*, curs ținut de profesorul Constantin C. Mănescu, inginer inspector general, vechi elev al Școlii de poduri și șosele din Paris, licențiat în științele matematice și fizice.

Acest curs, tipărit în 1893 la Imprimeria statului, cuprinde 425 pagini și înfățișază note luate de elevii anului al III-lea, note desigur revăzute de profesor.

Partea a doua a acestui curs, ce se preda în anul al IV-lea, cuprindea, după cît îmi amintesc, împingerea pămîntului, teoria bolților etc. și n-a fost tipărită, ci numai litografiată și cred că n-a fost văzută de profesor, deoarece stilul era nesatisfăcător și nu lipseau și oarecari greșeli.

La întrebarea rectoratului am răspuns că accept cu mulțumire această sarcină, fiind bucuros că pe această cale pot să-mi exprim recunoștința față de profesorul onest, care, cu răbdare și pricepere, a împărtășit într-o limbă curat românească, bănuiesc chiar din 1881 și sigur pînă în 1902, cînd a ieșit la pensie, la numeroase serii de elevi — ingineri cunoștințele care formau atunci fondul rezistenței materialelor.

Țin să spun din capul locului că pe baza acelui fond, venit nouă de la țările înaintate în cultură, s-au executat de inginerii români, foști elevi ai lui Mănescu, însemnate lucrări, cu deosebire poduri și șosele și de căi ferate.

Astfel, la proiectarea podului peste Dunăre, de la Cernavodă, sub conducerea lui Anghel Saligny, care studiase la Berlin, au luat parte, între alții, inginerii Petre Zahariade, Ion Pîslă și Venert, care cu toții erau absolvenții școlii noastre.

Toți trei, mai tîrziu, și tot sub Anghel Saligny, au condus pe rînd lucrările portului Constanța.

La fel, mai tîrziu, adică în 1907—1908, la proiectarea celor trei magazii cu silozuri de cîte 30 000 tone capacitate din portul Constanța, în afară de foarte distinsul inginer Ion Vardala, care studiase la Paris și care mai tîrziu a fost directorul general al Porturilor și Căilor de comunicație pe apă, toți ceilalți ingineri Procop Filotti, Vasile Roșu, Albert Toussaint, Mișu Saligny și cel ce vă povestește acum, erau absolvenți ai școlii noastre.

Spre a ne da seama care era acel fond între anii 1881 și 1902 este destul a consulta în primul rînd manualele franceze de rezistență din acel timp, manuale care erau la îndemîna oricărui inginer român, căci cu toții cunoșteam limba franceză, pe cînd manualele germane erau folosite în mică măsură, deoarece numai puțini ingineri știau nemțește.

Manualele franceze amintite sînt următoarele:

I. Cel datorit lui N. Bresse, profesor la Școala de poduri și șosele, ca și la Școala politehnică din Paris; autorul primise în 1874, pentru acest manual, de la Academia de Științe, premiul Poncelet; acest curs ajunsese în anul 1880 la a treia ediție.

2. Manualul datorit lui Edouard Collignon și destinat elevilor Școlii de poduri și șosele din Paris; cursul era predat acolo din 1866, apăruse publicat întîia oară în 1869, iar în 1885 ajunsese la a treia ediție.

Collignon, în prefața ediției din 1869, spune că s-a folosit din plin de lucrările profesorilor săi Bellanger și Bresse, introducînd în cursul său o serie de subiecte studiate de aceștia.

Ing. Collignon este și autorul unui curs de mecanică, de altfel ca și înaintașul său Bresse.

Cu privire la Collignon, Anghel Saligny, ca director al Porturilor și căilor de comunicație pe apă, sub ale cărui ordine am avut cinstea să servesc la începutul carierei mele, ne povestea că dintre experții străini care aveau a-și arăta părerea asupra proiectului de peste Dunăre, și anume Winkler de la Viena și Collignon de la Paris, ultimul dădea mai mult impresia unui profesor. Nu mai puțin, adăugăm noi, Collignon publicase în 1860 la Petersburg un studiu asupra podurilor metalice din grinzi drepte continue, apoi în 1861—1862 tot acolo un altul intitulat Tablouri politehnice ale domnilor Blum și Ostrogradski etc.

Mănescu, în cursul său, citează, atît pe Bresse, cît și pe Collignon; profesorul nostru nu cunoștea însă limba germană, astfel că în manualul său, tipărit în 1893, pomenește numai un singur autor german și anume pe Müller-Breslau, din a cărui „Statică grafică" o parte fusese tradusă în franțuzește de Seyrig.

Faptul că unii ingineri de-ai noștri nu știau nemțește nu-i împiedica totuși pe acei mai studioși să cerceteze literatura tehnică germană contemporană: astfel, îmi aduc aminte că, în anul 1901, făcînd practică de inginerie la construcția liniei ferate de la Rîmnicu-Vîlcea la Rîul Vadului, de vreo 60 km lungime, executată de o întreprindere românească — a inginerului Cantacuzino, care apoi a înființat Fabrica de ciment de la Brăila — am văzut pe masa șefului de divizie al liniei, inginerul Panait, fostul elev din primele serii ale școlii noastre, un caiet care cuprindea traducerea în românește a unei părți din „Statica grafică" a lui Müller-Breslau, traducere făcută de un tînăr ajutor al său, care studiase la Viena.

Adaug că, pe vremea aceea, exista totuși excelentul manual de statică grafică predat la Școala centrală din Paris de inginerul Maurice Lévi, care mai apoi a predat „Cursul de mecanică cerească" la Sorbona.

Rog să mi se ierte această digresiune făcută numai pentru ca dvs. să nu aveți o falsă idee asupra posibilităților inginerilor din primele serii ale școlii noastre.

Aceste serii, cu cunoștințele căpătate de la Mănescu, au activat cu începere din 1885 și pînă la ieșirea lor la pensie, cu folos pentru țară, trebuind să se știe că în anii dintre 1885 și pînă la primul război mondial, s-au executat la noi multe șosele și căi ferate.

Vom cerceta acum conținutul cursului de rezistență: veți binevoi a afla că în manualele inginerilor Bresse, Collignon și Mănescu fondul, cu puține diferențe, este aproape același cu cel pe care-l găsiți în manualele ulterioare cum ar fi în ordinea apariției lor: Föppl în 1897, Résal, De Fontviollant, Timoșenco și apoi cursul datorit unui colectiv cuprinzînd pe Filonenco-Borodici, Iziumov, Olisov, Cudriavțev și Malghinov din 1951.

De mirare este faptul că în Bresse, Collignon și Mănescu, precum și într-altul englezesc, de altfel excelent, apărut în 1913 (Strength of Materials, de Arthur Morley), lipsesc două subiecte de foarte mare importanță, și anume:

a) **Principiul lui Castigliano** și aplicațiunile sale cu privire la găsirea valorii forțelor static nedeterminate.

Aplicarea acestui principiu în scopul mai sus arătat conduce la calcule ce nu sînt scurte: acest cusur a fost sesizat cu drept cuvînt de Föppl în lucrarea sa „Rezistența materialelor" mai sus menționată.

b) **Teorema lui Maxwell** asupra reciprocității deplasărilor punctelor de aplicație ale forțelor exterioare.

Această teoremă este de mare folos la proiectarea podurilor, cînd trebuie să se găsească reacțiunile unei grinzi continue, pe care circulă un convoi de camioane, respectiv un tren.

Aceste lipsuri, pe care Föppl nu le are, sînt de neexplicat, deoarece principiul lui Castigliano (1847—1884) intitulat

„Noua teorie în ce priveşte echilibrul sistemelor elastice", a apărut întîia oară în italieneşte la Turin, în 1875, apoi tot acolo în limba franceză în 1881 şi abia în 1919, în englezeşte. Collignon ar fi putut deci să-l pomenească cel puţin în a treia ediţie a manualului său apărut în 1885.

Mai curios este că Collignon vorbeşte în cursul său de studiul anterior al generalului de geniu italian Menabrea (1809—1896) asupra lucrului mecanic minimum, studiu apărut la Paris în anul 1858 şi a cărui generalizare a făcut-o Castigliano în 1881, „Théorie de l'équilibre des systèmes élastiques et ses applications".

Aşa dar, atît Bresse cît şi Collignon ca şi Mănescu ar fi putut lua cunoştinţă de principiul acesta.

Acum, ca să fim drepţi, trebuie să spunem că lipsa principiului lui Castigliano din cursul lui Mănescu nu constituia pentru foştii săi elevi, în vremea aceea, un mare inconvenient.

În adevăr, pînă la introducerea la noi a betonului armat pe o scară mare şi la lucrări importante, ceea ce s-a întîmplat după 1905 graţie lui Anghel Saligny şi Elie Radu, construcţiile static nedeterminate, cum şi cadrele, nu interesau desigur niciodată la lucrările în lemn şi numai rareori la cele de fier, şi anume la podurile de mare deschidere, unde contravînturile din plan vertical se realizau prin doi stîlpi legaţi, la capetele lor de sus, printr-o grindă orizontală.

Mai apoi, adică după 1905 — cadrele de beton armat se făceau la noi şi în structuri mai complicate, la mansarde de pildă, astfel că folosirea principiului lui Castigliano se impunea în mod absolut.

În ceea ce priveşte teorema reciprocităţii lucrului mecanic, aceasta are ca autor în 1872 pe Enrico Betti (1825—1892), iar un caz particular al acesteia—reciprocitatea deplasărilor — este publicat în 1864 de către fizicianul I. C. Maxwell (1831—1879), după cum se arată în Timoşenco în ediţia franceză din 1948, ca şi în Enciclopedia italiană.

Aşa dar, şi despre această teoremă cei doi autori francezi, ca şi Mănescu ar fi putut să ia cunoştinţă.

Înainte de a arăta care era conţinutul cursului lui Mănescu se cuvine să atragem atenţia că, ce a avut profesorul în gînd a fost să dea în lecţiile sale cunoştinţele indispensabile inginerilor de poduri şi şosele.

Aceştia în cariera lor, ca slujbaşi ai statului, aveau a proiecta clădiri ca : gări, remize de locomotive, castele de apă etc. apoi poduri, căci echiparea ţării cu drumuri de fier şi cu şosele cerea în primul rînd astfel de construcţii.

Era vorba deci cu deosebire de construcţii de poduri, care se executau din lemn, din piatră, din beton sau din fier. De beton armat nu se punea chestiunea, deoarece abia în 1904 a apărut primul standard asupra folosirii acestui material. Singurul manual existent, apărut cam după 1900, era datorit inginerului belgian Cristophe şi în cele vreo 500 pagini ale sale dedicate descripţiei tuturor felurilor de planşeuri de beton armat se rezervase tocmai o pagină şi jumătate calculului grinzilor, avînd o secţie dreptunghiulară, pe cînd de cele în formă de T nu se pomenea nimic.

În standardul geman apărut în 1904 se dădeau pentru întîia oară normele de calcul, care cu puţine schimbări sînt şi acum în vigoare în Republica Federală a Germaniei.

După cum am spus, cursul profesorului era făcut în scopul de a scoate buni ingineri de poduri şi şosele ; dar Mănescu în opoziţie cu Bresse şi Collignon nu va vorbi nimic despre efectul vibraţiunilor şi despre impact, chestiuni, acum pe larg tratate în manuale, care însă pe vremea aceea la noi ar fi interesat mai mult pe inginerii mecanici.

De asemenea nu va cerceta chestiuni de nici un interes practic, precum este calculul presiunilor din crusta terestră (Collignon, după Lamé) sau de un interes limitat, ca studiul de zidărie de egală rezistenţă, care îşi are aplicaţiunea, cred că mai mult teoretică, la proiectarea pilelor podurilor cu mai multe deschideri (Collignon, după Poncelet 1788—1867).

Vom expune acum pe scurt cuprinsul cursului tipărit, căci de cel litografiat nu putem să ne ocupăm, deoarece nu-l mai avem.

Cursul tipărit începe prin a vorbi despre constituţia moleculară a corpurilor, apoi despre elasticitatea lor, despre ruptură.

Se reaminteşte ce sînt momentele, se definesc deformaţiile simple adică lungirea simplă, scurtarea simplă, lunecarea transversală simplă, precum şi încovoierea simplă şi răcirea simplă.

Se defineşte centrul de greutate al unei suprafeţe plane şi se dau legile de variaţie a momentelor de inerţie etc.

Se trece apoi la întinderea simplă şi apăsarea simplă, stabilindu-se formula bazată pe legea de proporţionalitate între eforturile elastice şi deformaţiile produse de forţele exterioare.

Profesorul aminteşte că această lege se datoreşte lui Robert Hooke care a găsit-o în 1660 dar a publicat-o abia în 1678 sub forma „ut tensio sic vis", ceea ce înseamnă precum întinderea aşa şi forţa.

În enciclopedii am găsit că acest englez care a formulat prima lege a rezistenţei materialelor s-a născut în 1635 şi a murit în 1703 : Hooke a fost matematician, profesor de geometrie şi de mecanică şi arhitect, atît de renumit încît după marele incendiu din 1666 din Londra, capitala a fost reclădită după planurile sale.

Se spune că Hooke ar fi prevăzut înaintea lui Newton (1648—1707) legea atracţiei corpurilor cereşti.

Fără descoperirea lui Hooke, teoria încovoierii n-ar fi putut fi făcută în 1820 de inginerul francez Louis Navier (1785—1836) pe baza ipotezei secţiilor plane rămase plane după deformaţie, formulată în 1705 de matematicianul elveţian Iacob Bernoulli din Basel (1654—1705).

Cu privire la valorile modulului de elasticitate la deosebite materiale, Mănescu arată că Collingnon recomandă să se consulte cunoscutul aide-mémoire de Claudel şi scrierile generalului Arthur Morin. Mănescu adaugă încă tablourile date de Seyrig la sfîrşitul traducerii în franţuzeşte a elementelor de statică ale lui Müller-Breslau.

O confirmare a faptului că profesorul nu cunoştea limba germană, o avem şi în aceea că cu acest prilej nu citează datele din Manualul Hütte, care după ce apăruse în 1857 într-un singur volum de formatul tablelor de logaritme ale lui Lalande, ajunsese în 1883 deja la a 12-a ediţie în două volume de formatul cunoscut, după cum se arată în prefaţa volumului I din ediţia a 25-a.

Întocmai ca şi Bresse şi în opoziţie cu Collignon şi cu atît mai mult cu Föppl, Mănescu nu cercetează chestiunea energiei cheltuită pentru a lungi sau scurta o vergea supusă unei forţe axiale P ; acest subiect nu lipseşte acum din nici un manual de rezistenţă.

În fine, Mănescu ca şi Bresse şi Collignon atît la acest fel de deformaţie, cît şi la toate celelalte, de încovoiere etc. nu dă exemple, pe cînd în Föppl, în manualele sovietice ca şi în Timoşenco abundă problemele deslegate gata pentru orice fel de solicitări.

Să trecem acum la răsucirea simplă ; formulele din cartea lui Mănescu în teoria elementară — secţiile circulare plane rămîn plane şi după deformare — sînt aceleaşi cu cele ce se găsesc în manualele moderne.

Vom considera acum încovoierea simplă ; teoria dezvoltată este aceea dată de Louis Navier, finalizată prin expresia :

$$\sigma = \frac{M}{I} y .$$

Se stabileşte apoi relaţia dintre moment şi forţa tăietoare dintr-un acelaşi punct :

$$Q = \frac{dM}{dx} .$$

Se cercetează apoi lunecarea longitudinală şi se aminteşte că existenţa tendinţei de lunecare longitudinală a fibrelor a fost studiată întîia oară de colonelul rus Juravski, după cum se vede în Annales des Ponts et Chaussées din 1856.

Acesta în 1842 isprăvise cursurile Institutului corpului inginerilor de la căile de comunicaţie din Petersburg. Face cel dintîi o teorie fundamentată a grinzilor americane sistem Howe, care pînă la el se calculau cu formule empirice, drept care podurile construite după acest sistem aveau adesea deformaţii prea mari, ba chiar se şi prăbuşeau.

În anul 1855 publică studiul său asupra determinării eforturilor tangenţiale din grinzile încovoiate şi dovedeşte că, în unele cazuri, distrugerea grinzilor este datorită acestor eforturi de alunecare şi nu ruperii fibrelor în secţiunea verticală, cum susţinuse mai înainte Navier.

Mănescu, ca şi înaintaşii săi, ajunge la formula cunoscută

$$\tau = \frac{Q}{\tau}\frac{S'}{T}$$

care, în cazul unui material omogen şi cu secţiunea dreptunghiulară, dă :

$$\tau_{max} \frac{3}{2} \frac{Q}{a\tau}.$$

Amintim că folosirea betonului armat în elemente încovoiate, încă acum 50 de ani, nu s-ar fi putut face cu destulă siguranţă şi acum la fel, dacă Juravski nu ar fi dezvoltat teoria sa şi dacă inginerul francez Hennebique nu s-ar fi gîndit a întrebuinţa etrieri, despre care el credea, de altfel ca toată lumea inginerească, de atunci şi pînă prin 1915, că lucrează la tăiere, ca penele din grinzile de lemn cu pene. După cum arată Karl Hager, încă din 1915 în manualul său de beton armat, acest mod de calcul ar fi corect numai dacă betonul ce îmbracă etrierii ar fi în stare să suporte presiunea locală dată de aceştia, ceea ce însă este imposibil.

Cu acest prilej se demonstrează şi teorema reciprocităţii componentelor tangenţiale ale eforturilor unitare datorită inginerului francez Gabriel Lamé (1795—1870), care ca şi Clapeyron, de care vom vorbi mai jos, a servit între 1820 şi 1832 în Împărăţia rusească ca inginer conducător de servicii de proiectare şi ca profesor la Academia de ingineri din Petersburg.

Nu este de prisos să adaug că peste tot raţionamentele profesorului Mănescu au rigoarea celor geometrice şi că expunerea este concisă şi deosebit de clară.

Ajungem acum la distribuirea presiunilor şi a tensiunilor interioare într-un solid simetric faţă de un plan; şi aici demonstraţia este la fel cu cea din manualele moderne.

Se dă totodată reprezentarea grafică printr-un cerc, datorită lui Maurice d'Ocagne, a forţelor elementare normale *N* şi tangenţiale *T* de pe un plan înclinat.

În Collignon se arată că d'Ocagne a indicat această construcţie elegantă pe cînd era elev în Şcoala de poduri şi şosele; de mirare este că Collignon, ca şi Mănescu de altfel, nu vorbesc nimic despre cercul asemănător datorit lui Mohr, care îşi publicase construcţia sa în 1882 în Zivil-Ingénieur.

Adevărul este că cercul lui d'Ocagne, ce bănuim a fi anterior cercului lui Mohr, dădea tot atît de repede ca şi acesta valorile eforturilor normale şi tangenţiale pe un plan, făcînd cu orizontala unghiul oarecare ∅, încît menţionarea cercului lui Mohr nu era indispensabilă.

Construcţia indicată de acesta din urmă este însă mai simplă căci ea nu cere trasarea unui diametru suplimentar de referinţă de la care se măsoară unghiurile 2 ∅ ca la d'Ocagne, ci la Mohr aceste unghiuri se măsoară începînd de la diametrul ce coincide cu axa absciselor.

Se studiază apoi forfecarea şi nituirea.

După aceasta vine chestiunea suprapunerii efectului forţelor, pe care Mănescu arată că o face după Bresse, după care studiază grinda avînd o singură deschidere, cu rezemare simplă şi încărcată cu o singură sarcină concentrată, apoi cu mai multe sarcini concentrate, determinîndu-se în fiecare caz expresiunea reacţiunilor, a momentelor, a forţelor tăietoare şi a săgeţilor.

Se cercetează apoi pentru cazul unui convoi în mişcare problema momentului maximum maximorum, apoi linia de influenţă a forţelor tăietoare date de sistemul mobil faţă de o secţiune anumită.

Problema momentului maximum maximorum se pune curent inginerilor care proiectează poduri, a căror muncă o scurtează, deoarece nu mai au nevoie de a încerca o mulţime de poziţii ale convoiului, ci din capul locului cunosc poziţia care dă momentul maximum maximorum.

Pentru inginerii care se ocupau de construcţii civile, această problemă se punea rar şi anume în cazul grinzilor de rulare, pe care se mişcă cele două roţi ale podului rulant; aceste roţi sînt de obicei deopotrivă de încărcate, astfel încît convoiul se reduce la două sarcini egale, a căror poziţie cea mai dezavantajoasă este dată în orice manual.

Se studiază apoi linia de influenţă a reacţiunilor unui reazem şi a forţelor tăietoare într-o secţiune oarecare, cînd grinda are o singură sarcină concentrată.

Se cercetează în continuare cazul cînd grinda este încărcată cu o sarcină uniform distribuită pe toată lungimea acesteia, determinîndu-se momentele, forţele tăietoare şi săgeţile.

Apoi se cercetează aceeaşi grindă pe care sarcina uniformă se întinde numai pe o porţiune oarecare.

Se determină pentru o grindă pe două reazeme şi încărcată atît cu sarcini concentrate, cît şi cu o sarcină uniform distribuită, valoarea momentului maximum maximorum etc.

Se dau, după profesorul vienez Winkler, şi tipuri de trenuri ale căror greutăţi sînt acum desigur prea mici, la fel încărcări pentru poduri de şosele după circulara austriacă din 1887.

Se examinează apoi cazul cînd sarcinile sînt indirecte, determinîndu-se momentele şi forţele tăietoare corespunzătoare.

Se trece apoi la grinzile înţepenite sau încastrate cum li se spune acum şi se examinează pe rînd : a) cazul consolei avînd o sarcină *P* la capătul liber ; b) cazul grinzii încastrate la un capăt şi liber rezemată la celălalt capăt şi avînd o încărcare uniformă ; c) cazul grinzii încastrate la amîndouă capetele, încărcată cu o singură sarcină concentrată, apoi cu o sarcină uniformă şi completă şi în fine cu o sarcină uniformă, dar distribuită numai pe o porţiune de grindă.

Se cercetează apoi cazul sarcinilor mobile, totul foarte amănunţit.

În fine, ultima chestiune ce studiază Mănescu şi care ocupă 78 pagini din totalul de 425, este cazul grinzilor drepte aşezate pe mai multe reazeme sau cum li se spune grinzi continue.

Această problemă, pînă la Clapeyron, era aproape insolubilă, de îndată ce grinda se întindea pe mai multe reazeme, din cauză că reclama dezlegarea unui foarte mare număr de ecuaţii.

Cu privire la acest fel de grinzi teoria respectivă a fost dată foarte bine, după Bertot şi Clapeyron, de Mănescu ; noi, elevii săi de acum 66 de ani, ne întrebam însă dacă vreodată în cariera noastră vom avea prilejul de a o folosi.

În adevăr atunci, adică prin 1900, inginerii noştri executau construcţiile lor folosind trei materiale şi anume : zidăria, lemnul şi fierul ; nimeni nu făcea grinzi continue de lemn, iar de fier doar în cazul podurilor metalice se putea pune problema.

Pentru acestea era încă teama unor tasări neprevăzute a unora din pile ; acest lucru poate aduce o sporire însemnată a momentelor, ba eventual şi o schimbare a sensului lor ; drept care s-a preferat ca, la podul peste Dunăre de la Cernavodă, să se folosească grinzi sistem Gerber, în loc de grinzi continue.

Introducerea betonului armat în construcţiile din ţara noastră a schimbat situaţia cu totul şi planşeele la clădirile mai mari nu numai că nu se mai făceau de lemn, dar nici chiar din profilate de fier şi cu obişnuitele bolţişoare de jumătate cărămidă dintre ele, ci, peste tot, şi cu deosebire în clădirile publice, se cereau planşee de beton armat.

Ca urmare, folosirea grinzilor continue la planşeele de beton armat s-a impus din motive de economie şi inginerii le întrebuinţau curent, în condiţii mai grele ca acum, căci prin 1910 nu apăruseră încă tabele în care să se găsească gata calculate valorile momentelor pe reazeme pentru grinzi cu deschideri neegale.

Cerînd să mi se ierte această ultimă digresiune şi rezumînd, vă voi spune că cursul lui Mănescu se găsea, ca nivel ştiinţific, pe aceeaşi treaptă cu manualele contemporane din ţările înaintate în cultură de atunci. Dacă s-ar introduce principiul lui Castigliano, teorema reciprocităţii, apoi solicitările dincolo de limita de proporţionalitate, teoriile de rupere etc., cursul ar putea fi folosit şi în prezent, adăugîndu-se desigur probleme pentru tot felul de solicitări.

Rămîne să cercetăm acum dacă limba pe care o foloseşte profesorul în manualul său din 1893 n-a îmbătrînit, căci sînt orişicum 71 de ani de la apariţie ; în această privinţă sînt de făcut următoarele constatări :

1. Lipsesc provincialismele.

2. Neologismele întrebuinţate sînt puţine şi numai în acele cazuri cînd poporul nostru ignora noţiunea fenomenului în cauză ; de pildă neam de neamul nostru nu s-a gîndit vreodată la deformaţia ce suferă un stîlp înalt încărcat

în creștet cu o sarcină importantă; drept aceea profesorul a fost silit să adopte cuvîntul „flambaj" pe care însă în zadar cititorul l-ar căuta în manualele franceze contemporane Bresse și Collignon.

Amîndouă manualele vorbesc de „prisme încărcate în creștet", „prismes chargés debout", ca și italienii la care găsim „solidi caricati in punta", adică solide încărcate în creștet.

Manualele franceze sus-zise nu întrebuințau cuvîntul „flambage", din cauză că în dicționarele limbii acest cuvînt însemna „pîrjolire", precum de pildă, de pe la 1820 încoace, se făcea cu stofele al căror puf era ars pentru ca culoarea ce se dădea pe urmă stofei să iasă uniformă.

Abia după 1900 cînd s-a tradus în franțuzește rezistența lui Föppl găsim cuvîntul „flambement" și nu „flambage".

Eu bănuiesc însă că în limba vorbită inginerii francezi foloseau totuși cuvîntul „flambage" pe care Mănescu îl va fi auzit pe cînd era în Școala de poduri și șosele, din Paris.

Acum francezii l-au părăsit pe flambement și-l folosesc în scris pe flambage, care este și mai scurt.

În legătură cu aceasta, desigur că pentru Mănescu ar fi fost mai simplu a adopta pentru noțiunile noi termeni francezi de formațiune savantă și nu populară, adică:

— flexiure de la flexion,
— torsiure de la torsion etc.

Norocul limbii noastre a fost că Mănescu o iubea și respecta, fără de care n-ar fi folosit cuvintele încovoiere și răsucire și ne-am fi trezit cu niște barbarisme ca flexionat, torsionat etc.

În legătură cu aceasta pare curios că inginerii noștri întrebuințează acum forța în loc de putere, care în prezent înseamnă lucrul mecanic efectuat într-o secundă.

Pe vremea nostră, puterea era echivalentul bine ales al francezului force, iar pentru noțiunea de kgm/s fostul meu șef I. Venert folosea cuvîntul „putință" echivalent al francezului puissance.

Așa dar, în cursul lui Mănescu sînt puține neologisme.

Din contră, potrivit tendinței dominante la noi după ce curentul latinist slăbise și nu se mai scria treptat în loc de tractat, ajuns acum tratat, publicul de pe la 1880 încoace era predispus către purism, chiar un purism exagerat; astfel Iacob Negruzzi, directorul Convorbirilor literare, găsește prin 1880, printre alte neologisme, că cuvîntul a decide n-are ce căuta în limbă, o dată ce avea pe a hotărî.

La fel și Mâneascu în 1893 în loc de „dezvoltare" folosește „dezvelire", care de multă vreme nu mai înseamnă decît opusul lui a înveli.

În general limba sa este curat românească, fără alte franțuzisme decît acele puține care în mod greșit sînt folosite și acum încă de mulți, de pildă:

a) changer de signe, tradus cu a schimba de semn în loc de a schimba semnul, căci zicem lupul își schimbă părul și nu lupul schimbă de păr.

b) „voir" în franțuzește este nu numai infinitiv, cum greșit îl traduc românii „a se vedea" ci este și un imperativ, drept care trebuie zis fie vezi, fie să se vadă. Caragiale prin 1902, bătîndu-și joc, a imortalizat locuțiunea „a se vedea".

c) In titulatura cursului său, Mănescu traduce „ancien éleve de l'Ecole des Ponts et Chaussées" prin vechi elev: efectiv acest ancien înseamnă fost, al cărui echivalent de la verbul être nu este întrebuințat de francezi în această accepțiune; pe românește noi zicem fost inginer la X — Z și nu vechi inginer etc.

d) În legătură cu aceasta, Mănescu nu cade în păcatul a foarte mulți dintre inginerii noștri care traduc pe allongement cu alungire, în loc de „lungire", deși nimeni n-ar zice „nu mai alungi vorba" și nici n-ar traduce raccourcissement prin rescurtare, în loc de scurtare.

Stilul său este concis și clar; în orice demonstrație a sa nu sînt cuvinte de prisos și nici care să lipsească.

Rămîne acum să spunem cum era omul.

Mănescu era de loc din Iași, unde părinții săi vor fi fost cu oarecare stare, căci aveau casa lor și au putut ține la școli înalte în Franța pe profesorul nostru, pe fratele său ajuns profesor de matematică la Universitatea din Iași, și pe sora sa profesoară la o școală secundară, tot acolo.

Profesorul era de statură potrivită, cu părul negru, palid și cam nervos.

Cînd își ținea cursul el nu repeta un text bine știut, ci gîndea tot ce spunea; îți dădea impresia că dezleagă problema pentru sine și pentru întîia oară.

Pentru a nu-și pierde firul cînd se întorcea de la tablă spre a vedea ceasornicul de pe peretele din fundul clasei, privirea sa nu se oprea asupra noastră, ci trecea deasupra.

Ca profesor n-a lipsit de la nici o lecție, n-a venit cu un minut mai tîrziu sau să fi plecat cu un minut mai devreme.

Cînd asculta pe elevi, Mănescu urmărea cu toată atențiunea ceea ce aceștia spuneau, spre a-și da seama dacă nu cumva vreunul învățase pe de rost.

Îmi aduc aminte că un elev, care a murit degrabă sărmanul și care punea o stăruință grozavă spre a reține lucruri pe jumătate înțelese, întrebat la examen de ce cutare integrală de la a la z o desface în alte două, una $\int_a^m q\,dx$ și alta $\int_m^z q\,dx$ n-a știut să dea alt răspuns decît că are dreptul s-o facă și că în carte așa este scris. Mănescu s-a înfuriat și i-a dat notă mică de tot, dar desigur meritată.

Cu toți nervii săi Mănescu era un om bun, bucuros să vadă că elevii săi trag folos după munca sa; astfel îmi amintesc că un camarad al meu X la primul examen oral de rezistență, puțin intimidat, se vede, din cauza reputației de severitate a profesorului răspunde nu prea bine, drept care primește nota 14.

În al doilea examen profesorul dă teză, la care camaradul nostru X face o bună lucrare; profesorul cînd ne-a comunicat rezultatele, nota 17 lui X, de astă dată, am văzut cu toții că era mulțumit că un elev ce socotea o fi mediocru trebuia considerat ca un bun elev.

Ca urmare a celor mai sus spuse, putem socoti că inginerul Mănescu a fost un excelent profesor căci:

1. Cunoștea perfect și explica bine cursul său al cărui nivel științific era acela din țările înaintate ale timpului; apoi prin notele din cartea sa ne-a arătat la ce autori străini trebuie să ne adresăm pentru a căpăta noțiuni mai întinse asupra cutărei sau cutărei chestiuni.

2. Urmărea la examene cu atenție expunerea elevilor săi tot timpul spre a-și da seama dacă aceștia au priceput ceea ce debitau.

3. Era bucuros să constate că elevii ce apreciase a fi mediocri, se dovedeau apoi la alte examene a fi bune elemente.

Așa dar, trebuie să conchidem că Mănescu era nu numai un bun profesor, ci și un om bun.

Acum pentru ca dvs. să aveți o idee exactă asupra învățămîntului de la noi, de acum 60—70 de ani, și care era de o excelentă calitate, trebuie să vă spun că noi elevii ingineri consideram natural ca manualul lui Mănescu să fie o bună carte, deoarece în liceu învățasem de pe cărți mai totdeauna românești, din care unele nu erau cu nimic inferioare celor mai bune cărți străine contemporane.

Astfel erau :	Psihologia de Gavanescu Geometria de Culianu Trigonometria de Ralet	toți trei profesori la Universitatea din Iași;
	Chimia de Dr. Istrate	profesor la Universitatea din București

Aceasta din urmă a apărut în 1895 cu notația atomică, nu cu cea în echivalenți, cam părăsită pe atunci. Acest tratat căpătase cu drept cuvînt o atare faimă încît un editor la Paris l-a publicat în limba franceză, onoare ce căpătase în prealabil excelentul manual de chimie al lui Mendeleev destinat însă studenților și pe care cu greu l-am citit la cei 16 ani ai mei.

În fine o carte de asemenea excelentă, era Istoria antică de profesorul Râșcanu, de la Universitatea din Iași, la a cărei lectură simțeam o adevărată desfătare, întîi fiindcă avea un stil curgător și ademenitor și al doilea fiindcă în partea de jos a paginilor se găseau foarte interesante extrase in extenso din cei mai vestiți istorici vechi și noi, istorici pe care n-am fi putut niciodată a-i citi în manualele originale, căci ne lipsea „nervus rerum gerendarum".

În legătură cu rezistența materialelor aș avea o propunere de făcut tovarășilor care o predau; anume ca la finele cursului să se arate în puține pagini cine sînt oamenii cărora le datorim cunoştinţele ce avem noi inginerii de astăzi în acest domeniu atît de important pentru lucrările ce proiectăm şi executăm.

S-ar aminti bineînţeles că fără un Hooke în 1678, fără un Bernoulli în 1705, un Navier în 1820, un Bertot în 1855, un Collignon în 1857 şi Juravski în 1856 etc., rezistenţa materialelor n-ar fi putut ajunge la nivelul pe care-l are acum şi am fi obligaţi pentru a putea dimensiona să încercăm modele atunci cînd teoria lipseşte, adică să proiectăm ca englezii acum vreo sută de ani cînd au proiectat şi executat podul de la Firth of Forth.

S-ar mai putea spune apoi că rezistenţa materialelor care a început a constitui o doctrină abia de la Navier încoace, adică de 136 ani, îşi datoreşte fiinţa sa străduinţei matematicienilor trecuţi adică lui Euclid pentru geometrie, lui Arhimede pentru mecanică („daţi-mi un punct de sprijin şi cu o pîrghie ridic pămîntul") apoi arabilor pentru algebră, lui Leibnitz pentru calculul diferenţial şi integral, lui Euler, matematicianul care cel dintîi a studiat flambajul etc.

Aşa dar aproape tot din ceea ce cunoaştem noi inginerii în rezistenţa materialelor datorăm înaintaşilor noştri îndepărtaţi pe care se cuvine a-i cinsti, dacă nu putem altfel, cel puţin pomenindu-le numele cînd prilejul se iveşte.

Linii tehnologice pentru executarea jghiaburilor prefabricate din beton precomprimat

Ing. M. Halmagiu şi ing. N. Topa
Întreprinderea de prefabricate Progresul

Jghiabul din beton precomprimat este un element nou care se produce de curînd în industria de prefabricate şi este solicitat în agricultură în vederea măririi producţiei de cereale prin irigarea terenurilor cultivate.

Necesarul de elemente din jghiaburi în următorii cinci ani este foarte mare, avînd în vedere că prin directivele congresului al IX-lea s-a prevăzut ca, în această perioadă, circa 400 000 ha de terenuri agricole să fie irigate, dintre care 125 000 ha revin procedeului de irigare prin jghiaburi prefabricate din beton armat precomprimat.

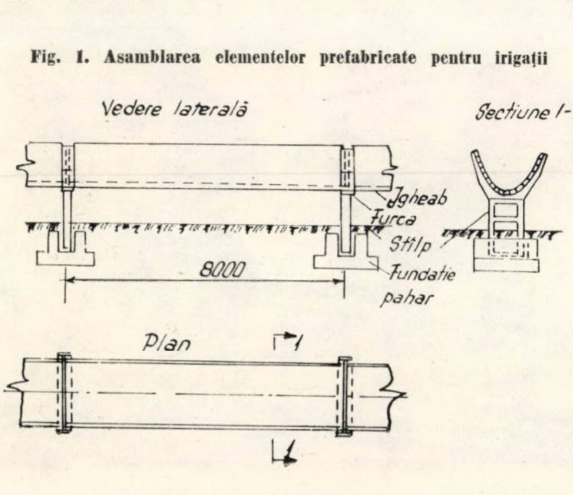
Pentru irigarea unui hectar sînt necesari circa 30 m de jghiab, ceea ce presupune organizarea de linii tehnologice pentru producerea unui volum de circa 323 000 m^3 beton precomprimat. În acest volum de beton nu sînt incluse elementele anexe pentru montajul jghiaburilor, ceea ce reprezintă în plus un volum de 302 000 m^3 beton armat în elemente de furcă, suporţi şi fundaţii (fig. 1).

Jghiaburile din beton precomprimat se pot executa după mai multe procedee tehnologice, dintre care numai două prezintă indicatori tehnico-economici mai avantajoşi. Aceste procedee sînt următoarele :

- tehnologie de execuţie pe standuri lungi ;
- tehnologie de execuţie prin centrifugare.

Jghiaburile produse după procedeul în stand, în tipare metalice fixe, aşezate în lungul liniei tehnologice, între două culei de ancoraj, au o secţiune parabolică (fig. 2) sau policentrică. Jghiaburile executate după procedeul prin centrifugare au o secţiune de formă semicirculară rezultată ca urmare a procedeului tehnologic aplicat (fig. 3).

Fig. 1. Asamblarea elementelor prefabricate pentru irigaţii



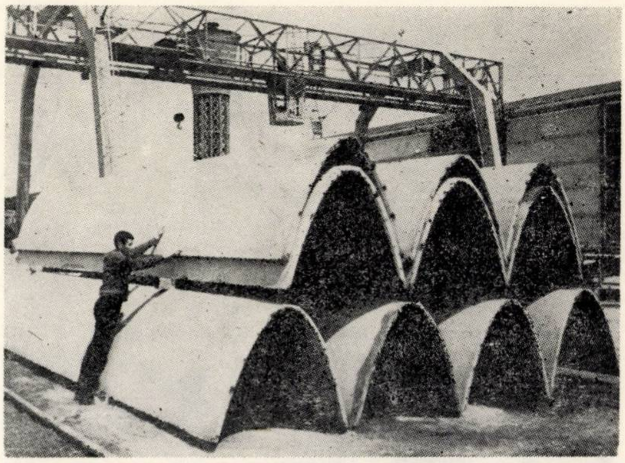


Fig. 2. Jghiaburile produse după procedeul în stand

Cele două procedee de execuţie sînt total diferite ca concepţie tehnologică, iar produsele respective diferă atît ca formă, cît şi din punct de vedere al caracteristicilor hidraulice.

După procedeul tehnologic în stand s-a proiectat şi executat o linie de fabricaţie la I. P. Progresul pentru o producţie anuală de 110 km jghiaburi, într-o primă etapă, la I. P. M. — Constanţa, s-a experimentat fabricaţia şi montajul primelor tronsoane de jghiaburi pentru irigaţii. Rezultatele obţinute pînă în prezent, atît în fabricaţie, cît şi în montajul elementelor de jghiab pe şantier, au îmbogăţit experienţa noastră asupra acestei tehnologii.

Procedeul tehnologic pentru fabricarea jghiaburilor prin centrifugare nu s-a experimentat încă, dar datorită asemănării acestei tehnologii cu cea a fabricaţiei tuburilor miez tip Premo, pentru care s-a acumulat o experienţă bogată la noi în ţară, este posibilă determinarea indicatorilor tehnico-economici apropiaţi de cei reali.

În consecinţă, se va putea aprecia procedeul optim de fabricaţie, procedeu care ar urma să se dezvolte şi să asigure necesarul solicitat de agricultură, după efectuarea unei analize amănunţite, după stabilirea celor mai avantajoşi indicatori tehnico-economici, prezentaţi de cele două produse.

În cele ce urmează se vor prezenta cîteva aspecte caracteristice celor două procedee tehnologice de fabricaţie, urmînd ca specialiştii hidrotehnicieni să completeze această analiză cu unele aspecte referitoare la exploatarea reţelelor de irigaţii, astfel încît să fie posibilă o concluzie justă privind procedeul care prezintă avantajele optime.

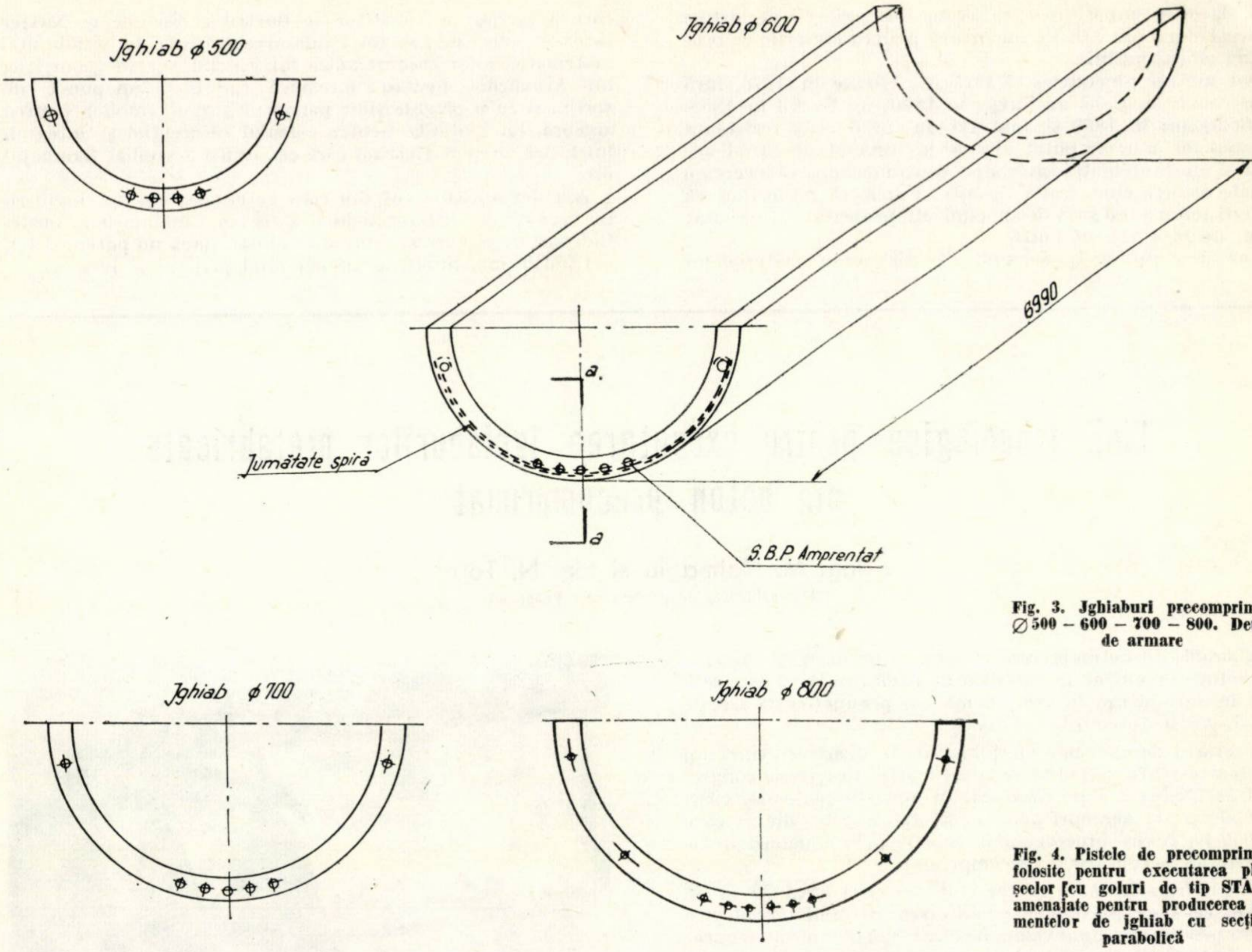
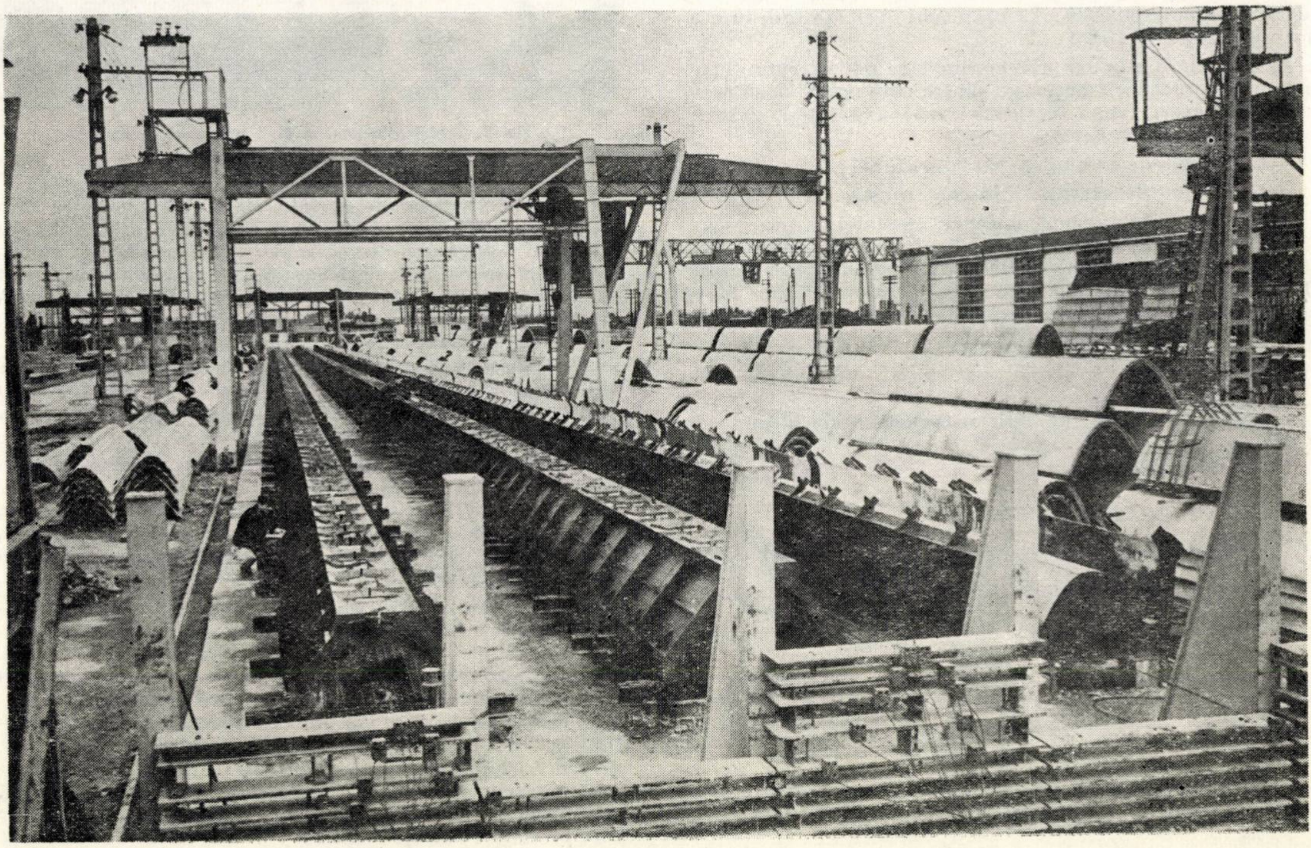

Jghiab ⌀ 500
Jghiab ⌀ 600
6990
a.
a
Jumătate spiră
S.B.P. Amprentat
Jghiab ⌀ 700
Jghiab ⌀ 800

Fig. 3. Jghiaburi precomprimate ∅ 500 – 600 – 700 – 800. Detalii de armare

Fig. 4. Pistele de precomprimare folosite pentru executarea planşeelor cu goluri de tip STASA, amenajate pentru producerea elementelor de jghiab cu secţiune parabolică

↓



1. LINII TEHNOLOGICE PENTRU FABRICAREA JGHIABURILOR PE STANDURI DE PRECOMPRIMARE, PREVĂZUTE LA CAPETE CU CULEE PENTRU ANCORAJUL ARMĂTURII S.B.P.

Elementul de jghiab, avînd secţiunea parabolică sau policentrică, se poate executa ca orice element prefabricat de formă liniară, pe piste de precomprimare în tipare metalice fixe.

Pentru început, la fabrica de prefabricate Progresul Bucureşti, s-au amenajat pentru producerea elementelor de jghiab cu secţiune parabolică, conform proiectului I.P.A.C.H. Nr. 2 506/2 713, două din pistele de precomprimare folosite pentru executarea planşeelor cu goluri de tip STASA (fig. 4).

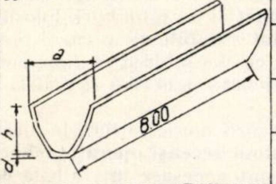
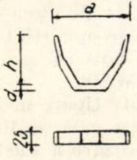
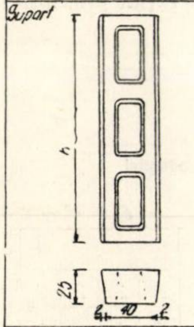
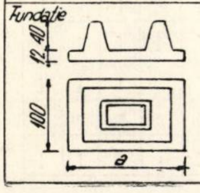
Proiectul I.P.A.C.H. prevede executarea a patru tipuri de jghiaburi cu secţiunea parabolică, în funcţie de înălţimea elementului $H = 400$, $H = 600$ $H = 800$ şi $H = 1000$ mm. Lungimea unui element de jghiab este de 8,0 m. Celelalte elemente geometrice sînt arătate în figura 5.

Precomprimarea longitudinală a elementului de jghiab se realizează cu sîrmă S.B.P. împletită 2 Ø 3 mm cu $\sigma_r = 16\,000$ kg/cm². Betonul s-a prevăzut să fie de marcă B 400.

Jghiaburile din beton precomprimat se reazemă pe stîlpii încastraţi în fundaţiile prefabricate, prin intermediul furcilor din beton armat (fig. 1). Etanşarea între furcă şi jghiab se realizează cu ajutorul frînghiilor bituminizate, a furtunurilor de cauciuc sau a cordoanelor din material plastic spongios (fig. 6).

Întrucît de modul cum este conceput şi realizat tiparul metalic depinde în mare măsură atît calitatea produsului cît şi productivitatea liniei de fabricaţie, s-a acordat o atenţie deosebită proiectării acestui utilaj. Acesta s-a conceput şi experimentat în cadrul fabricii Progresul Bucureşti. Din acelaşi motiv, înainte de a se trece la analizarea procesului tehnologic de fabricaţie, se dau cîteva indicaţii privind modul de alcătuire a tiparului metalic încălzitor pentru executarea elementelor de jghiab.

Fig. 5. Caracteristicile prefabricatelor la irigaţii cu jghiaburi parabolice

Element	Tip	Simbol	Greutate Volum (kg/m³)	Dimensiuni (cm)		
				h	d	a
Jghiab 	40	JH_{40}	$\frac{1400}{0,540}$	40	6	91
	60	JH_{60}	$\frac{1.850}{0,712}$	60	6	109
	80	JH_{80}	$\frac{2.500}{0,975}$	80	6^5	124^8
	100	JH_{100}	$\frac{3.500}{1,360}$	100	7	139^6
Furcă 	40	F_{40}	$\frac{91}{0,035}$	45	8	105^4
	60	F_{60}	$\frac{125}{0,048}$	66	10	125
	80	F_{80}	$\frac{141}{0,054}$	85	10	138^2
	100	F_{100}	$\frac{165}{0,065}$	107	10	155^2
Suport 	S_2 40-60-80-100	S_{2J}	$\frac{313}{0,125}$	200	-	-
	S_3 40-60	S_{3J}	$\frac{468}{0,187}$	305		-
	S_3 80-100	S_{3JM}	$\frac{468}{0,187}$	305	-	-
	S_4 40-60	S_{4J}	$\frac{615}{0,245}$	401	-	-
	S_4 80-100	S_{4JM}	$\frac{615}{0,245}$	401	-	-
Fundaţie 	125/100	FJ 125x100	$\frac{970}{0,397}$	125	-	-
	150/100	FJ 150x100	$\frac{1050}{0,430}$	150		

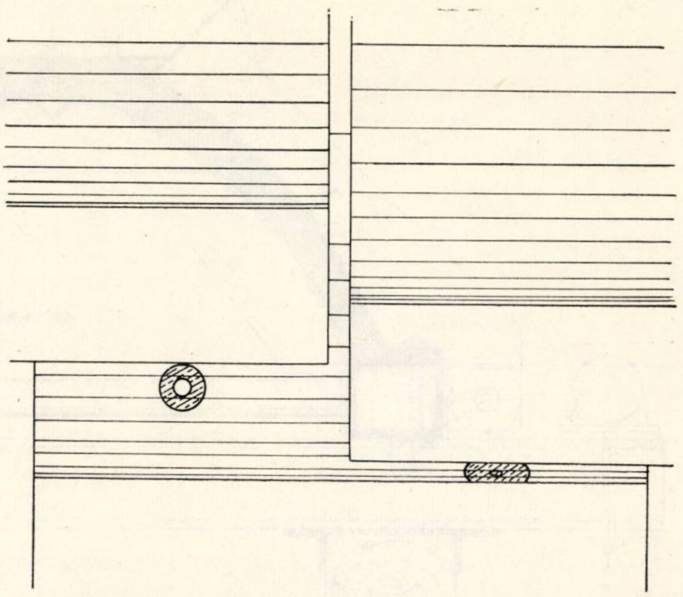


Fig. 6. Detaliu de îmbinare a jghiaburilor pe furcă cu ajutorul furtunurilor de cauciuc

Structura tiparului este identică pentru toate înălţimile de jghiab ($H = 400$; 600 ; 800 şi 1000 mm), ea fiind formată din două ansambluri mari — tiparul interior şi tiparul exterior.

Tiparul interior, care formează intradosul jghiabului, este conceput să se realizeze dintr-o boltă de tablă de 4 mm fixată de un şasiu din profile metalice format din lonjeroane, coaste şi tiranţi. Acest şasiu astfel conceput este legat rigid de antretoaze formate din profile metalice (fig. 7). Ansamblul se reazemă, prin intermediul chituicilor de stejar şi al tampoanelor de cauciuc, de pardoseala pistei de turnare.

Tiparul exterior este format din două elemente laterale, care se pot roti în jurul unor balamale fixate de lonjeroanele tiparului interior. La partea superioară, elementele laterale ale tiparului se evazează sub forma unei pîlnii, în vederea asigurării unei umpleri mai uşoare a tiparului cu beton.

Etanşarea la partea inferioară a elementelor laterale ale tiparului, contra scurgerii laptelui de ciment în timpul vibrării betonului, se asigură cu ajutorul platbandelor de cauciuc şi al buloanelor de strîngere.

Vibrarea betonului se realizează cu vibratoare pneumatice fixate de antretoazele tiparului interior, cu ajutorul unor pene metalice sau prin buloane.

Pentru vibrarea unui tipar metalic de jghiab ($H = 1000$ mm) este necesară montarea a 10 vibratoare de 1,5 tone forţă de vibrare, dintre care să funcţioneze concomitent cel puţin şase bucăţi.

Tratarea termică a betonului se asigură prin încălzirea cu abur viu a tiparului interior. Aburul se distribuie uniform prin intermediul unor ţevi perforate montate în lungul tiparului, realizîndu-se astfel o temperatură constantă în toată masa betonului.

La partea opusă admisiei aburului s-a prevăzut un dispozitiv de siguranţă de tip sifon pentru ca presiunea aburului din interiorul tiparului să nu depăşească 0,3 ata.

Desfăşurarea operaţiilor tehnologice pentru confecţionarea jghiaburilor din beton precomprimat este următoarea :

În tiparele metalice, aşezate în lungul liniei, se montează plasele sudate confecţionate din OL 38, după ce în prealabil tiparele au fost curăţate şi unse cu ajutorul unor dispozitive mecanice acţionate pneumatic.

Se montează în continuare armătura S.B.P. cu ajutorul unui dispozitiv care este tras cu podul rulant. După aşezarea

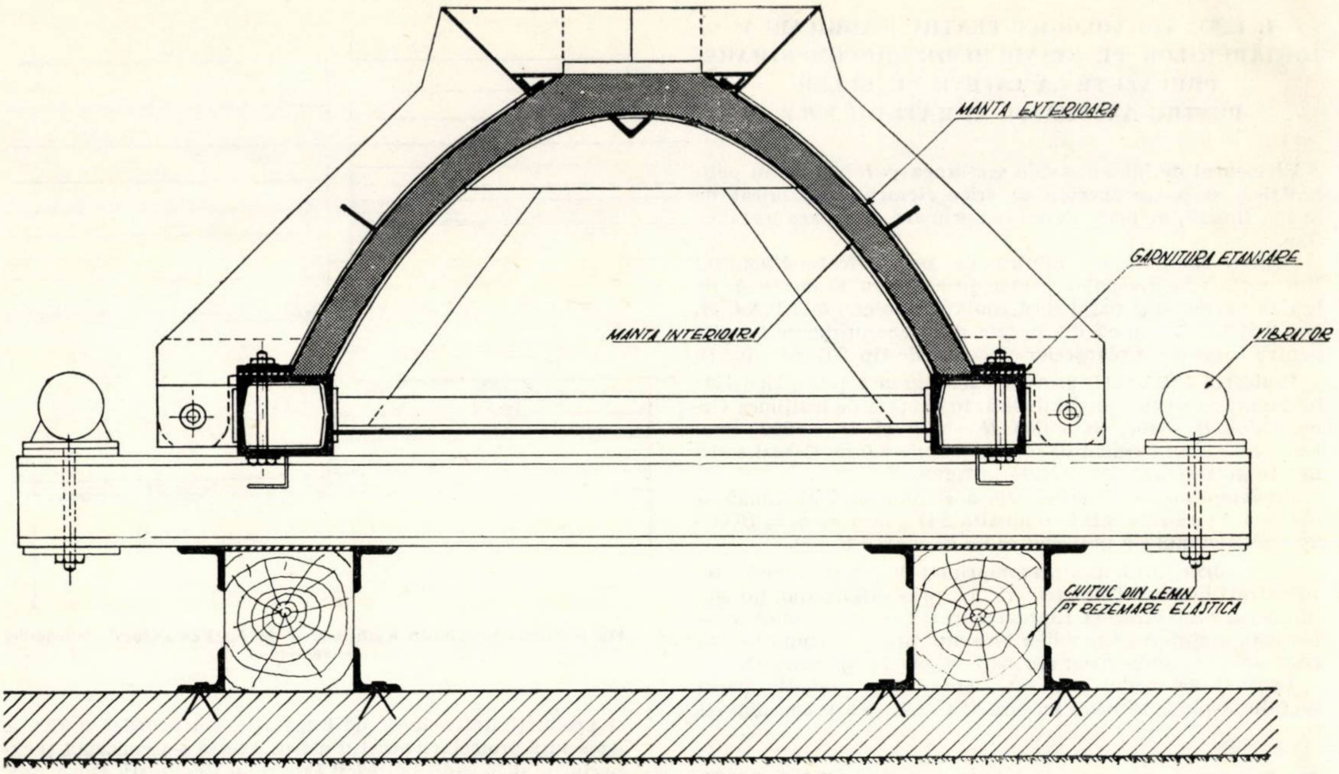


Fig. 7. Tipar metalic pentru jghiaburi parabolice

armăturii S.B.P. în poziţia din proiect prin fixarea ei provizorie în lăcaşurile prevăzute în timpanele tiparelor, se execută tensionarea armăturii fir cu fir, cu ajutorul unei instalaţii cu contragreutăţi de tip STASA.

Începerea operaţiei de betonare se face după executarea ultimului control asupra montajului corect al armăturii şi după închiderea tiparelor metalice.

Buncărele cu betonul fabricat la centrala de betoane sînt transportate la locul de turnare, cu ajutorul electrocarelor. Buncărele sînt prevăzute cu dispozitive pneumatice de manevră şi cu vibratoare care asigură o scurgere uşoară a betonului.

Pe tipar se fixează vibratoarele pneumatice în lăcaşuri special prevăzute pe antretoaze. De asemenea se montează un set de vibratoare şi pe tiparul următor, astfel încît turnarea să se facă fără întrerupere, vibratoarele montîndu-se succesiv de la un tipar la altul.

Vibratoarele pneumatice sînt alimentate cu aer de către două distribuitoare prevăzute fiecare cu cîte cinci robinete de la care se racordează furtunurile respective.

Distribuitoarele sînt deplasate de la un tipar la altul, ele fiind alimentate la rîndul lor prin intermediul altor furtunuri flexibile de la instalaţia centrală de aer comprimat, montată în lungul liniei tehnologice.

După operaţia de vibrare, se introduce în interiorul tiparului abur viu în vederea accelerării întăririi betonului. Datorită faptului că peste 90% din suprafaţa exterioară a elementului de beton este în contact cu tiparul metalic, împiedecînd astfel evaporarea apei din beton, tratamentul termic se aplică imediat după turnarea betonului, eliminîndu-se astfel intervalul de aşteptare, utilizat în cazul tehnologiilor obişnuite. După circa opt ore de tratament termic la 80°, în betonul confecţionat cu ciment RIM 200 se obţine o rezistenţă de 250 kg/cm², suficientă pentru relaxarea armăturii şi decofrarea prin smulgere a elementului de beton de pe tiparul fix.

În cazul folosirii unui ciment de calitate RIM 300, durata tratamentului termic se poate reduce la şase ore.

Verificarea rezistenţei în beton, în timpul tratamentului termic, se face pe cuburi 10×10×10 cm păstrate în interiorul tiparului metalic, unde s-a prevăzut o nişă specială care să asigure probelor de beton condiţii similare de tratament termic ca şi piesei.

După decofrare, elementele de jghiab se depozitează în stive, iar în perioada de vară se stropesc cu apă, cu ajutorul unei instalaţii de aspersoare. Livrarea pe şantiere se face cu vagoanele c.f. sau cu treilere, folosindu-se ambalaje speciale care să asigure transportul elementelor în condiţii optime.

Principiile de organizare a producţiei de jghiaburi, folosite la amenajarea liniilor STASA, sînt valabile şi în cazul proiectării unei linii noi tehnologice, cu deosebirea că lungimea standului va trebui astfel dimensionată pentru a se realiza o productivitate maximă.

Pornind de la principiul specializării muncitorilor, în ideea de a executa în decursul unui schimb aceeaşi operaţie tehnologică, s-a ajuns la concluzia că sînt necesare într-o hală de fabricaţie cinci şiruri de tipare. De asemenea a rezultat că lungimea optimă a unei linii tehnologice este de circa 70 m pentru a se putea echilibra între ele diferitele operaţii tehnologice, funcţie de tratamentul termic care durează şase ore, în ipoteza folosirii cimentului de calitate RIM 300.

Pe lungimea unui stand se montează şapte tipare metalice de 8 m lungime, iar ciclul total de fabricaţie este de 10 ore.

În figura 8 se prezintă graficul de organizare a unei linii tehnologice proiectate pe principiile expuse mai sus, considerînd următorii timpi tehnologici pentru operaţiile principale :

2 ore pregătire (P)
2 ore turnare beton (T)
6 ore tratament termic (E).

Fig. 8. Grafic de desfăşurare a producţiei

Ciclul 10 ore

Schimbul	I				II				III			
ore / firul	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
F1	P	T	E	E	E	P	T	E	E	E	P	T
F2	E	P	T	E	E	E	P	T	E	E	E	P
F3	E	E	P	T	E	E	E	P	T	E	E	E
F4	E	E	E	P	T	E	E	E	P	T	E	E
F5	T	E	E	E	P	T	E	E	E	P	T	E

Ciclul de 10 ore conduce la o refolosire zilnică a tiparelor de 2,4 ori, în cazul lucrului în trei schimburi.

Producţia maximă zilnică, în cazul echipării unei linii tehnologice cu două şiruri de tipare $H = 40$, două şiruri de tipare cu $H = 60$ şi un şir de tipare cu $H = 80$, este de 58,5 m^3/zi, producţie ce se poate realiza cu 58 muncitori pe linia tehnologică.

Calculînd producţia anuală cu un coeficient de neuniformitate de 0,85, rezultă un volum de beton de 15 000 m^3/an sau 174 km jghiaburi din beton precomprimat.

În figura 9 este prezentată schema unei linii tehnologice organizate pe principiile descrise mai sus.

Utilarea celor două linii de fabricaţie este identică, diferenţa constînd numai în dimensiunea tiparelor metalice.

Între cele două linii de fabricaţie s-a amplasat hala de pregătire a armăturii S.B.P., armătură necesară la precomprimarea longitudinală a jghiaburilor.

Desfăşurarea procesului de fabricaţie a jghiaburilor s-a prevăzut în modul următor :

Oţelul S.B.P. Ø 5 mm amprentat folosit pentru precomprimarea longitudinală se aprovizionează în colaci şi se transportă de la magazia centrală a fabricii la secţia de pregătire a armăturii, cu ajutorul electrocarului.

Colacii de sîrmă S.B.P. sînt descărcaţi din mijlocul de transport cu ajutorul unei grinzi rulante. Tot cu aceeaşi grindă rulantă se aşază pe vîrtelniţa maşinii care îndreaptă armătura şi o taie la lungime. În continuare, barele astfel tăiate sînt transportate la o maşină automată care execută filet la ambele capete ale barelor. După înfăşurarea unei şaibe la fiecare extremitate a corzii S.B.P. astfel filetate (fig. 11), armătura se transportă la fiecare linie tehnologică pentru a fi montată în tiparele metalice.

S-a prevăzut să se facă tensionarea armăturii longitudinale coardă cu coardă, cu ajutorul unor prese portative care se sprijină pe extremitatea tiparului şi trag de capul filetat al armăturii prin intermediul unor tije filetate în interior şi exterior, prevăzute cu piuliţe (fig.12).

Procedeul de precomprimare adoptat este de o concepţie foarte simplă şi asigură în acelaşi timp protecţia capetelor armăturii contra coroziunii, prin astuparea locaşului creat în beton cu un mastic pe bază de bitum (fig. 13).

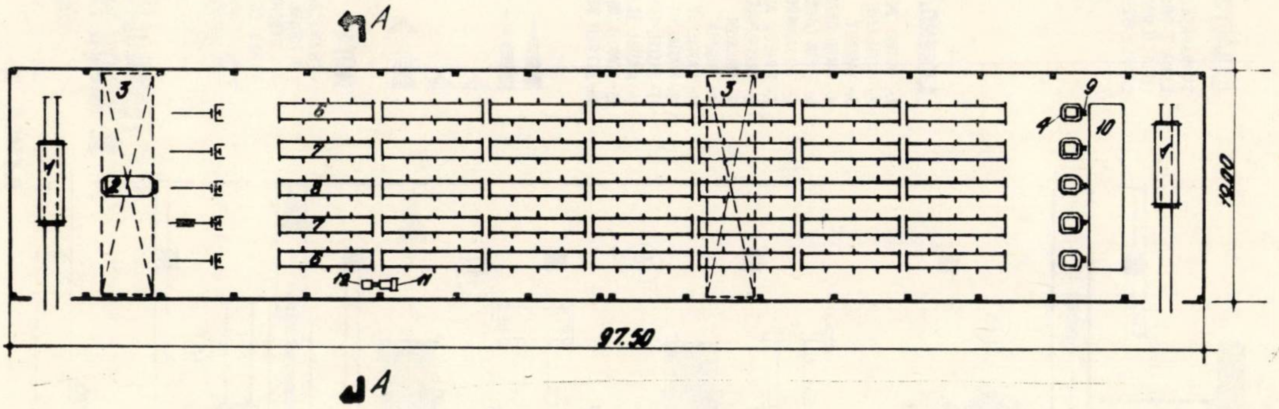
Tiparul metalic astfel pregătit cu armătura longitudinală tensionată este aşezat cu ajutorul podului rulant pe maşina de centrifugat.

Maşina de centrifugat şi lingura de alimentare cu beton a tiparului cilindric sînt de o construcţie asemănătoare cu cea folosită la fabricile de tuburi de presiune din beton precomprimat.

Compoziţia betonului şi tipul de centrifugare vor fi şi ele identice cu cele folosite la fabricarea tuburilor precomprimate.

Alimentarea cu beton a lingurilor celor două linii de fabricaţie se face de la o betonieră de 2 000 litri, care este amplasată deasupra buncărelor mobile de deservire a centrifugelor.

După centrifugare, tiparul este preluat de podul rulant ce deserveşte linia de fabricaţie şi aşezat pe vagonetul care în transportă la camera de tratare termică. Camera de tratare



LEGENDA :

1. Vagonet auto-propulsat pentru evacuat piese
2. Cărucior cu bobine S.B.P.
3. Poduri rulante a 5 tone
4. Pinteni metalici pentru culee
5. Presă
6. Tipar jghiab N=40 (2×7 buc.)
7. Tipar jghiab N=60 (2×7 buc.)
8. Tipar jghiab N=80 (2×7 buc.)
9. Dispozitiv blocare S.B.P.
10. Cuvă
11. Electrocar
12. Remorcă electrocar
13. Buncăr transport beton cu deschidere pneumatică şi vibrator

SECTIUNEA A-A

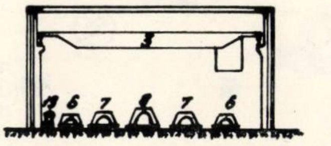


Fig. 9. Schema tehnologică de fabricare a jghiaburilor parabolice în stand

2. LINIE TEHNOLOGICĂ PENTRU FABRICAREA JGHIABURILOR CU SECŢIUNE SEMICIRCULARĂ PRIN CENTRIFUGAREA BETONULUI ÎN TIPARE CILINDRICE

Tehnologia de fabricaţie a jghiaburilor precomprimate cu secţiune semicirculară este asemănătoare cu procedeul de fabricaţie a tuburilor miez, după tehnologia în trei trepte folosită de firmele PREMO, SOCOMAN, ARKEL, ZUBLIN etc. la fabricarea tuburilor de presiune, din beton precomprimat. Tiparul metalic este de o concepţie asemănătoare cu tiparele folosite la fabricarea tuburilor miez, cu deosebirea că zona tronconică a mufei este înlocuită cu o parte cilindrică.

Prin centrifugarea betonului în tiparele metalice de formă cilindrică se realizează concomitent două elemente de jghiab cu secţiunea semicirculară de 7 m lungime, introducîndu-se în acest scop separatoare metalice între joantele tiparului pe toată lungimea lui.

În vederea unei manipulări cît mai uşoare a elementelor de jghiab, după decofrare, se menţin sub forma unui tub cilindric prin prinderea lor cu bride la extremităţi ; separarea lor în două elemente se face numai la şantier, în momentul montajului.

În figura 10 se prezintă o schemă pentru o fabrică de jghiaburi cu două linii de producţie, cu o capacitate anuală de 15 000 m^3 beton.

Pe linia I s-a prevăzut fabricarea de jghiaburi Ø700, iar pe linia a II-a s-a prevăzut fabricarea alternativă de jghiaburi Ø1100 şi respectiv Ø 1 300 mm. La tipurile de jghiaburi cu secţiunea semicirculară Ø700, Ø1 100 şi Ø1 300 mm corespund aproximativ, din punct de vedere al debitului de apă transportat, jghiaburi cu secţiunea parabolică cu $H = 400$, 600 şi 800 mm.

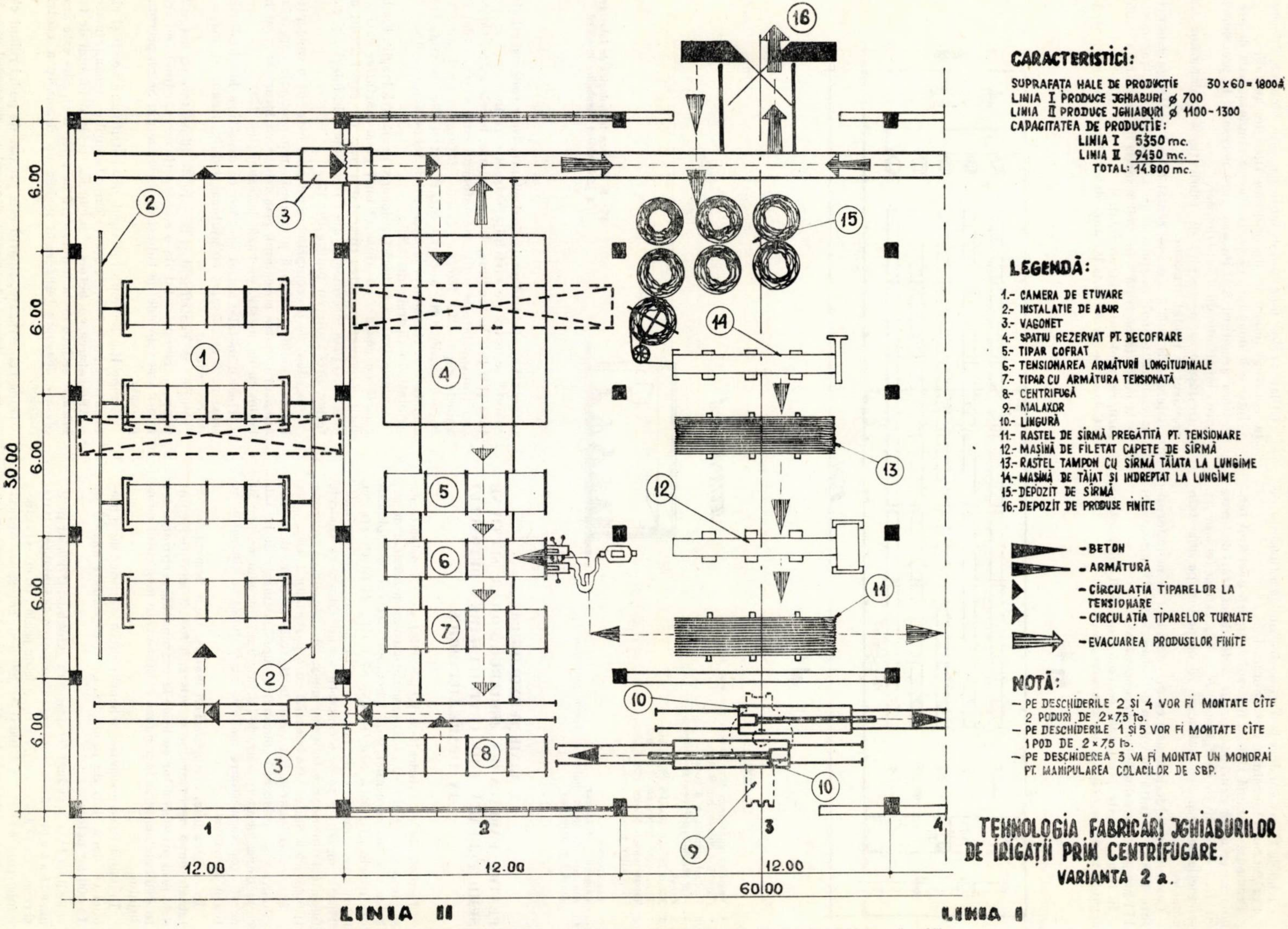

CARACTERISTICI:
SUPRAFATA HALE DE PRODUCTIE 30×60=1800 m²
LINIA I PRODUCE JGHIABURI ø 700
LINIA II PRODUCE JGHIABURI ø 1100-1300
CAPACITATEA DE PRODUCTIE:
LINIA I 5350 mc.
LINIA II 9450 mc.
TOTAL: 14.800 mc.
LEGENDĂ:
1.- CAMERA DE ETUVARE
2.- INSTALATIE DE ABUR
3.- VAGONET
4.- SPATIU REZERVAT PT. DECOFRARE
5.- TIPAR COFRAT
6.- TENSIONAREA ARMĂTURII LONGITUDINALE
7.- TIPAR CU ARMĂTURA TENSIONATĂ
8.- CENTRIFUGĂ
9.- MALAXOR
10.- LINGURĂ
11.- RASTEL DE SÎRMĂ PREGĂTITĂ PT. TENSIONARE
12.- MAȘINĂ DE FILETAT CAPETE DE SÎRMĂ
13.- RASTEL TAMPON CU SÎRMĂ TĂIATĂ LA LUNGIME
14.- MAȘINĂ DE TĂIAT ȘI ÎNDREPTAT LA LUNGIME
15.- DEPOZIT DE SÎRMĂ
16.- DEPOZIT DE PRODUSE FINITE
- BETON
- ARMĂTURĂ
- CIRCULAȚIA TIPARELOR LA TENSIONARE
- CIRCULAȚIA TIPARELOR TURNATE
- EVACUAREA PRODUSELOR FINITE
NOTĂ:
- PE DESCHIDERILE 2 ȘI 4 VOR FI MONTATE CÎTE 2 PODURI DE 2×7,5 to.
- PE DESCHIDERILE 1 ȘI 5 VOR FI MONTATE CÎTE 1 POD DE 2×7,5 to.
- PE DESCHIDEREA 3 VA FI MONTAT UN MONORAI PT. MANIPULAREA COLACILOR DE SBP.
TEHNOLOGIA FABRICĂRII JGHIABURILOR DE IRIGAȚII PRIN CENTRIFUGARE.
VARIANTA 2 a.
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
6.00
6.00
6.00
6.00
6.00
30.00
12.00
12.00
12.00
60.00
LINIA II
LINIA I

Fig. 10. Schema tehnologică de fabricare a jghiaburilor prin centrifugare cu tratare termică cu apă caldă

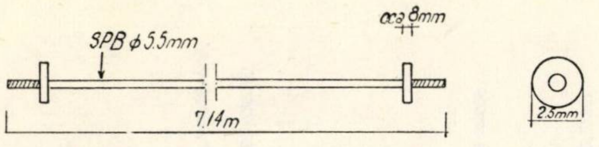


Fig. 11. Înfășurarea unei șaibe la extremitățile corzii S. B. P. filetate

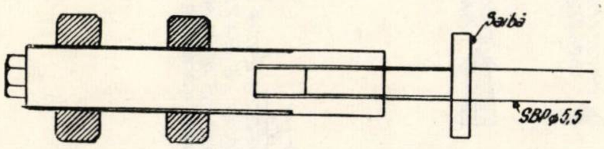


Fig. 12. Tensiunea armăturii longitudinale cu ajutorul unor prese portative

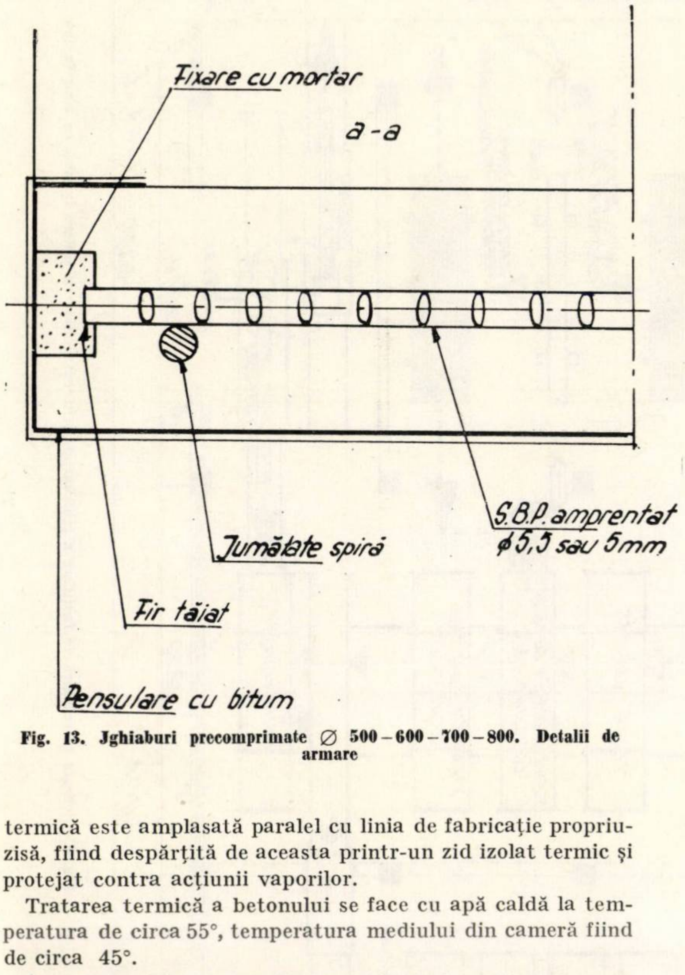


Fig. 13. Jghiaburi precomprimate ∅ 500–600–700–800. Detalii de armare

termică este amplasată paralel cu linia de fabricație propriu-zisă, fiind despărțită de aceasta printr-un zid izolat termic și protejat contra acțiunii vaporilor.

Tratarea termică a betonului se face cu apă caldă la temperatura de circa 55°, temperatura mediului din cameră fiind de circa 45°.

În vederea creării condițiilor optime de lucru în aceste camere s-a prevăzut ca deplasarea tiparelor să se facă mecanizat, cu ajutorul unei instalații hidraulice, iar stropirea cu apă caldă a betonului să se facă în permanență cu o instalație, prevăzută cu duze de pulverizare a apei la distanță mare.

S-a prevăzut să se facă mecanizat închiderea ușilor la camerele de tratare și în plus pentru eliminarea apariției aburului în hala de fabricație s-a prevăzut o instalație de ventilație specială.

După circa opt ore de tratament termic, betonul confecționat cu ciment RIM 200 atinge rezistența de 250 kg/cm², rezistență suficientă pentru a putea prelua eforturile de precomprimare la relaxarea armăturii.

Tiparul evacuat din camera de tratare termică cu ajutorul unui vagonet este preluat de podul rulant și depus la locul unde se execută operația de decofrare. După decofrarea și extragerea separatoarelor din cele două joante ale tiparului — se asamblează din nou cele două elemente de jghiab de secțiune semicirculară, cu ajutorul unor bride plasate la extremități, realizîndu-se în acest mod un tub de formă cilindrică.

Elementele de jghiab astfel asamblate se transportă mai ușor în depozitul de produse finite și mai tîrziu, după ce s-au stropit în permanență pînă la livrare, se transportă la șantier. La locul de montaj se scot cele două bride de la extremitățile tubului cilindric transformîndu-se astfel în două elemente de jghiab cu secțiunea semicirculară (fig. 14).

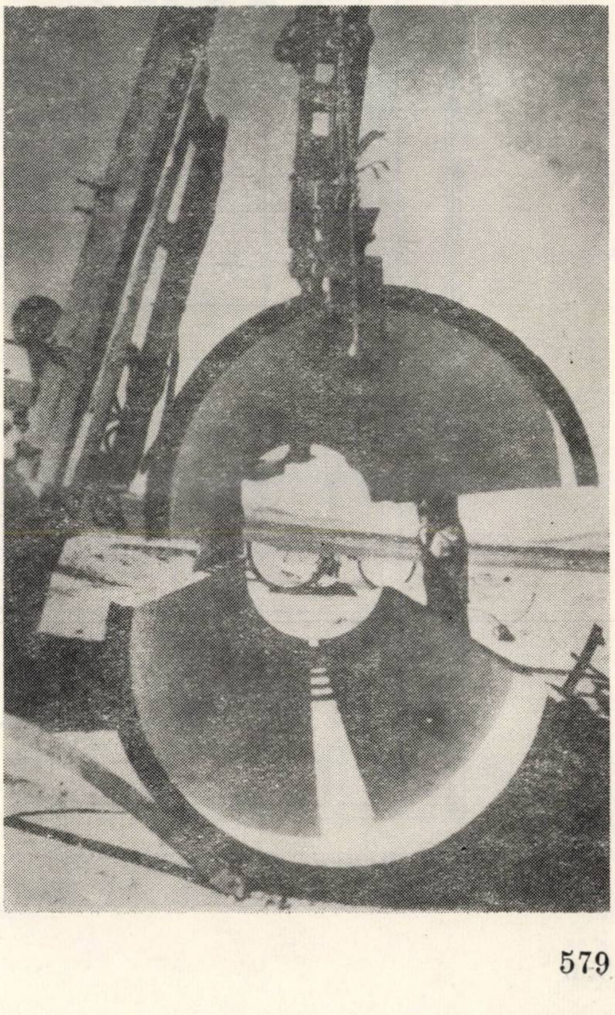
Necesarul de forță de muncă pe ambele linii de fabricație, în ipoteza lucrului în două schimburi, este de 52 de muncitori care realizează anual circa 187 km jghiaburi, echivalent cu circa 15 000 m³ beton.

Deoarece într-un viitor apropiat fabricile de ciment vor produce pe cale industrială cimenturi superioare de calitatea RIM 300 și RIM 400, s-a analizat și o variantă tehnologică care să pună în valoare avantajele acestor cimenturi speciale.

Astfel, în figura 15, se prezintă schema unui proces de fabricație la care tratarea termică a betonului se reduce la o durată de circa 3÷4 ore, datorită utilizării cimenturilor speciale. În acest caz tratarea termică se face cu abur viu introdus direct în interiorul tiparului, care este prevăzut la capete cu capace pentru a se obține în beton o temperatură de circa 70–80°.

Reducîndu-se la jumătate timpul de tratare termică a betonului, se reduce în consecință și numărul de tipare cu care se echipează linia tehnologică.

Fig. 14. Montarea jghiaburilor asamblate sub forma unui tub cilindric



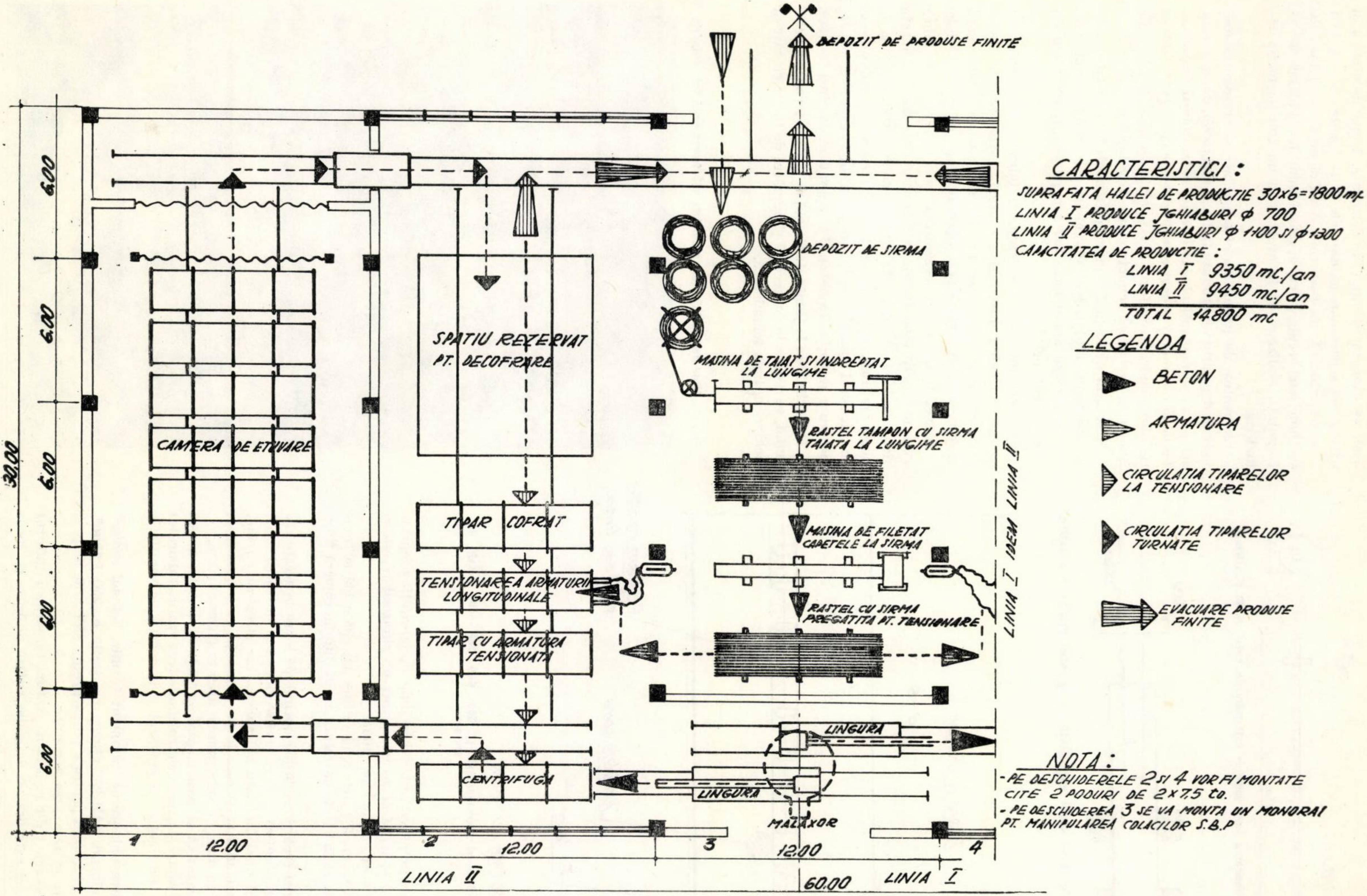

DEPOZIT DE PRODUSE FINITE
DEPOZIT DE SIRMA
SPATIU REZERVAT PT. DECOFRARE
CAMERA DE ETUVARE
MASINA DE TAIAT SI INDREPTAT LA LUNGIME
RASTEL TAMPON CU SIRMA TAIATA LA LUNGIME
MASINA DE FILETAT CAPETELE LA SIRMA
RASTEL CU SIRMA PREGATITA PT. TENSIONARE
TIPAR COFRAT
TENSIONAREA ARMATURII LONGITUDINALE
TIPAR CU ARMATURA TENSIONATA
CENTRIFUGA
LINGURA
LINGURA
MALAXOR
LINIA I IDEM LINIA II
6.00
6.00
6.00
6.00
6.00
30.00
1
2
3
4
12.00
12.00
12.00
60.00
LINIA II
LINIA I
CARACTERISTICI :
SUPRAFATA HALEI DE PRODUCTIE 30×6=1800 m²
LINIA I PRODUCE JGHIABURI ϕ 700
LINIA II PRODUCE JGHIABURI ϕ 1100 SI ϕ 1300
CAPACITATEA DE PRODUCTIE :
LINIA I 9350 mc./an
LINIA II 9450 mc./an
TOTAL 14800 mc
LEGENDA
BETON
ARMATURA
CIRCULATIA TIPARELOR LA TENSIONARE
CIRCULATIA TIPARELOR TURNATE
EVACUARE PRODUSE FINITE
NOTA :
- PE DESCHIDERELE 2 SI 4 VOR FI MONTATE CITE 2 PODURI DE 2×7,5 t.
- PE DESCHIDEREA 3 SE VA MONTA UN MONORAI PT. MANIPULAREA COLACILOR S.B.P

Fig. 15. Schema tehnologică de fabricare a jghiaburilor prin centrifugare cu tratare termică cu abur în tub

Datorită schimbărilor intervenite prin introducerea unui ciment superior în procesul tehnologic precum şi prin organizarea producţiei pe trei schimburi, indicatorii tehnico-economici ai liniei de fabricaţie se modifică substanţial aşa cum se poate constata în tabela 1.

Tabela 1

	Tehnologie		
	Stand	Centrifugare	Centrifugare
Numărul de schimburi	3	2	3
Capacitatea de producţie	100 %	100 %	150 %
Productivitatea fizică pe linia de fabricaţie	100 %	118 %	118 %
Investiţia specifică	100 %	140 %	92 %
Productivitatea liniei tehnologice	100 %	117 %	180 %

CONCLUZII

Producţia de jghiaburi ridică o serie întreagă de probleme complexe care, la ora actuală la nivelul cunoştinţelor şi experienţei pe care le avem, nu sînt în totalitate rezolvate. Aceste probleme sînt din domeniul de proiectare a elementelor de jghiab, din cel al tehnologiilor de fabricaţie, cît şi din cele legate de transportul, montajul, îmbinarea şi exploatarea reţelelor de irigaţii realizate cu elemente prefabricate.

Din punct de vedere al proiectării elementelor prefabricate se pot enumera următoarele probleme mai importante ce trebuie rezolvate :

— Definirea proiectului de jghiab parabolic pe baza experienţei cîştigate în decurs de un an de exploatare a primei linii de fabricaţie pusă în funcţiune la I. P. Progresul Bucureşti.

— Elaborarea unor noi proiecte de jghiaburi, cu secţiune avantajoasă din punct de vedere hidraulic, în ipoteza executării lor fie după tehnologia în stand (secţiune policentrică), fie după tehnologia prin centrifugare (secţiune semicirculară). Prin proiectarea respectivă va trebui să se definitiveze în afara lungimii optime a jghiaburilor şi a consumurilor de materiale (OL 38, S.B.P., beton) şi caracteristicile hidraulice. De asemenea proiectarea va trebui să găsească soluţii mai economice pentru rezolvarea elementelor prefabricate necesare montării jghiaburilor : furci, stîlpi, fundaţii.

Caracteristicile hidraulice au o importanţă deosebită la dimensionarea reţelei de irigaţii şi se cunoaşte că tehnologia în stand permite obţinerea unei suprafeţe lise la interiorul jghiabului, deci favorabilă coeficientului de scurgere a apei, faţă de tehnologia prin centrifugare care produce jghiaburi cu suprafaţa interioară rugoasă.

Forma secţiunii, coeficientul de rugozitate pe faţa interioară a jghiabului, lungimea elementului cît şi consumul specific de materiale sînt elemente care contribuie în mare măsură la stabilirea preţului de cost al produselor respective, fără însă ca aceste elemente să fie hotărîtoare, la stabilirea soluţiei definitive, deoarece o influenţă importantă o are şi tehnologia de execuţie a elementelor de jghiab.

În vederea determinării influenţei pe care o are asupra preţului de cost fiecare procedeu tehnologic prezentat în cadrul acestui articol, s-au calculat indicatorii caracteristici din tabela 1.

Din compararea cifrelor din tabela 1 rezultă avantajul pe care îl oferă tehnologia prin centrifugare faţă de cea în stand. Productivităţile (fizică şi a liniei tehnologice) sporite influenţează favorabil asupra reducerii preţului de cost pe metru de jghiab.

Procedeul prin centrifugare mai prezintă încă şi alte avantaje în afara celor care au rezultat din compararea cifrelor din tabela 1. Astfel :

— Betonul pus în operă prin centrifugare este de o calitate superioară (mai rezistent şi mai compact) faţă de cel obţinut prin vibrare, după tehnologia în stand, datorită eliminării în timpul operaţiei de centrifugare a surplusului de apă din amestecul de beton. La tehnologia în stand, dimensiunile reduse ale pereţilor piesei necesită un beton fluid, fapt ce măreşte timpul de tratare termică.

— Toleranţele ce se obţin la dimensiunile elementelor sînt mai reduse în cazul procedeului prin centrifugare în special în zona de etanşare a jghiaburilor pe furcă, datorită preciziei tiparelor cilindrice care se pot executa şi prelucra de uzinele metalurgice cu utilaje speciale. În ipoteza toleranţelor reduse de cîţiva milimetri, etanşeitatea se poate realiza pe şantier cu multă uşurinţă şi în condiţii optime folosind un furtun din material plastic. La jghiaburile turnate în stand este necesar să se modifice, la reazem, forma aplatizată într-o formă rotunjită fără ca această modificare să rezolve însă integral etanşarea din cauza toleranţelor tiparelor.

— Transportul şi manipularea pe şantier a jghiaburilor semicirculare, asamblate din fabrică cu ajutorul unui colier sub forma unui tub, se efectuează în condiţii mai bune decît a celor cu secţiune parabolică. Jghiaburile parabolice manipulate individual au o fragilitate mai mare în timpul transportului, aşa cum de fapt s-a constatat cu ocazia experimentărilor efectuate în anul 1966 pe mai multe loturi. De asemenea jghiaburile asamblate sub forma unui tub cilindric se montează cu mai multă uşurinţă pe şantier (fig. 14) ne mai fiind necesare dispozitivele speciale de rotire ca în cazul jghiaburilor parabolice.

Ca dezavantaj putem semnala dificultatea pe care o prezintă la început punerea în funcţiune a unei linii tehnologice prin centrifugare, datorită experimentărilor necesare pentru confecţionarea tiparelor cilindrice de lungime şi diametru mare.

Analizarea acestor aspecte pe care le prezintă cele două tehnologii de fabricaţie a jghiaburilor, în stand sau prin centrifugare, a urmărit să contribuie (împreună cu experienţa ce s-a cîştigat în anul 1966 pe şantierele unde s-au montat 70 km rigole de secţiune parabolică) la definitivarea atît a tehnologiilor, cît şi a secţiunilor şi lungimii jghiabului, pentru ca viitoarele unităţi ce se vor construi să poată asigura în condiţii optime calitatea şi indicatorii tehnico-economici avantajoşi necesarului solicitat de agricultură.

Acoperiş din paraboloizi hiperbolici la centrul de cartier Steagul Roşu–Braşov

Arh. N. Niculin, ing. E. Keintzel
D.S.A.P.C. – Braşov

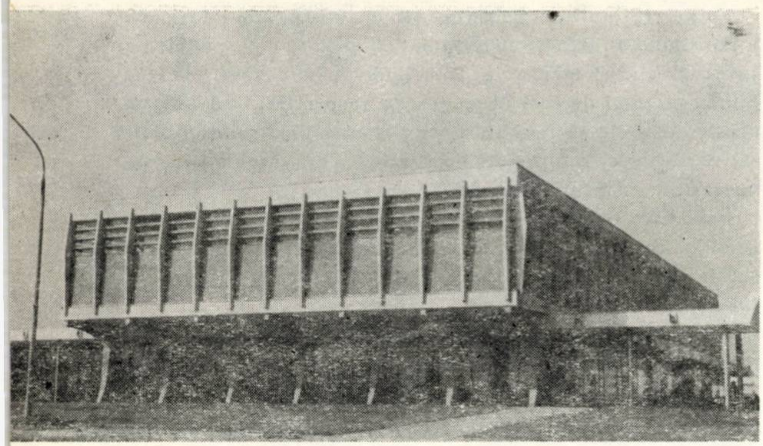


Fig. 1. Centrul de cartier Steagul Roşu-Braşov. Magazinul universal

Centrul comercial al cartierului Steagul Roşu-Braşov este un ansamblu de unităţi comerciale, culturale şi de deservire a populaţiei, menit să satisfacă cerinţele populaţiei noului cartier, avînd circa 30 000 locuitori.

Amplasamentul cartierului, destul de excentric faţă de vechiul oraş, a impus realizarea unor spaţii comerciale cu profil complex şi amplu dimensionate. Elementul dominant al compoziţiei ansamblului îl constituie magazinul universal, amenajat pe două niveluri, etajul avînd o suprafaţă de 1 340 m^2 cu laturile de 24 × 56 m (fig. 1). Pentru a obţine un spaţiu corespunzător funcţiei, stîlpi la distanţe cît mai mari, scurgeri ale apelor pluviale mascate şi cu un aspect arhitectural plăcut atît la interior cît şi la exterior, acoperişul magazinului s-a realizat din 3 × 7 elemente (ciuperci), constituite din cîte patru paraboloizi hiperbolici, rezemate pe cîte un stîlp (fig. 2, 3). Elementele de acoperiş au forma pătrată în plan, cu latura de 8,00 m.

Avantajele soluţiei din punct de vedere arhitectural, constructiv şi economic sînt :

— deschideri mari între stîlpi (8 m) ;

— eliminarea reţelei de grinzi şi a tavanelor de rabiţ ;

— realizarea unui tavan, respectiv a unui spaţiu interesant şi plăcut ca formă, care exprimă sincer sistemul constructiv ;

— economii de oţel şi beton faţă de o soluţie clasică cu grinzi şi plăci plane ;

— realizarea cofrajului din elemente drepte, dispuse după cele două familii de generatoare rectilinii ale paraboloidului hiperbolic ;

— rezolvarea scurgerii apelor pluviale prin interiorul stîlpilor ;

— lipsa stîlpilor pe contur permite o tratare a faţadelor într-o arhitectură uşoară, vibrată.

Plăcile curbe sub formă de paraboloid hiperbolic, avînd dimensiunile în plan de 4,0 × 4,0 m şi înălţimea $f = 1{,}6$ m, s-au realizat cu grosimea de 6 cm. Ţinînd seamă de dimensiunile în plan mici ale acestor plăci, calculul lor la sarcini verticale s-a făcut după teoria de membrană, completată cu un calcul elementar al perturbaţiilor marginale care asimilează placa curbă cu o grindă pe mediu elastic [4] şi cu un calcul elementar al momentelor în cîmp [1]. Nervurile de margine s-au calculat la eforturile de membrană, transmise de plăci.

În figura 4 s-a reprezentat planul de armare a unui element de acoperiş ; în figura 5 se vede armătura elementelor de acoperiş în faza de execuţie.

Înainte de executarea acoperişului s-a turnat un element de probă (fig. 6). După cum a rezultat din comportarea acestui element de probă sub sarcini aplicate numai într-o parte a elementului, secţiunea de rezemare a nervurilor pe stîlp, slăbită şi prin conducta pentru evacuarea apelor pluviale, este puternic solicitată în cazul unor încărcări nesimetrice.

Pe baza acestei constatări, la indicaţia prof. ing. M. Mihăilescu şi dr. ing. M. Soare, la executarea acoperişului s-a mărit înălţimea secţiunii nervurilor, în vecinătatea stîlpilor, la 25 cm.

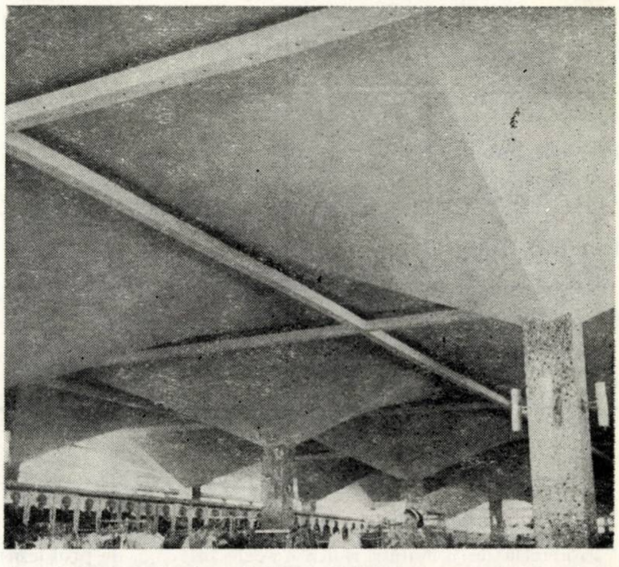


Fig. 2. Magazinul universal. Vedere din interior a acoperişului realizat din elemente ciuperci

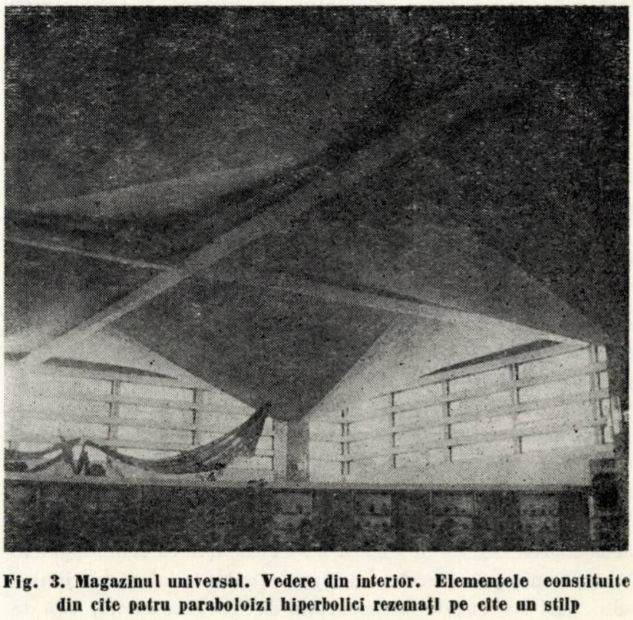


Fig. 3. Magazinul universal. Vedere din interior. Elementele constituite din cîte patru paraboloizi hiperbolici rezemaţi pe cîte un stîlp

Braşovul fiind situat în zonă seismică, s-a impus considerarea în calcul şi a eforturilor din cutremur. Se menţionează că în literatură se tratează numai calculul eforturilor corespunzînd acţiunii locale a sarcinilor seismice, repartizate pe

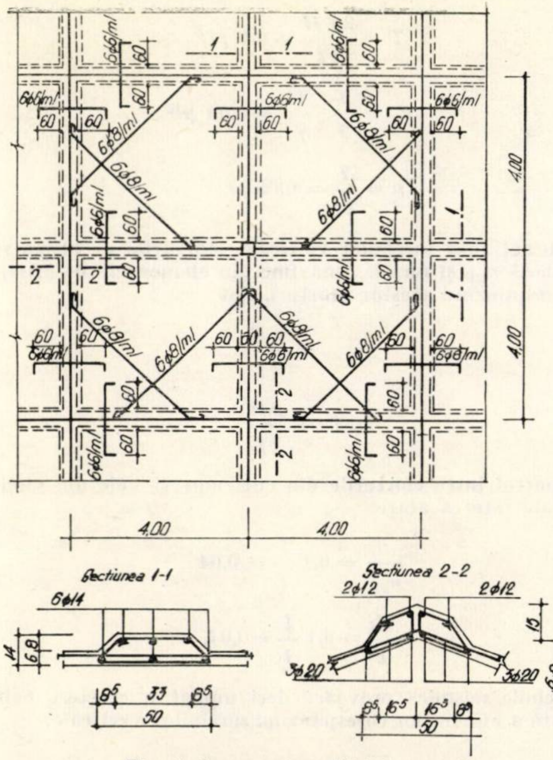
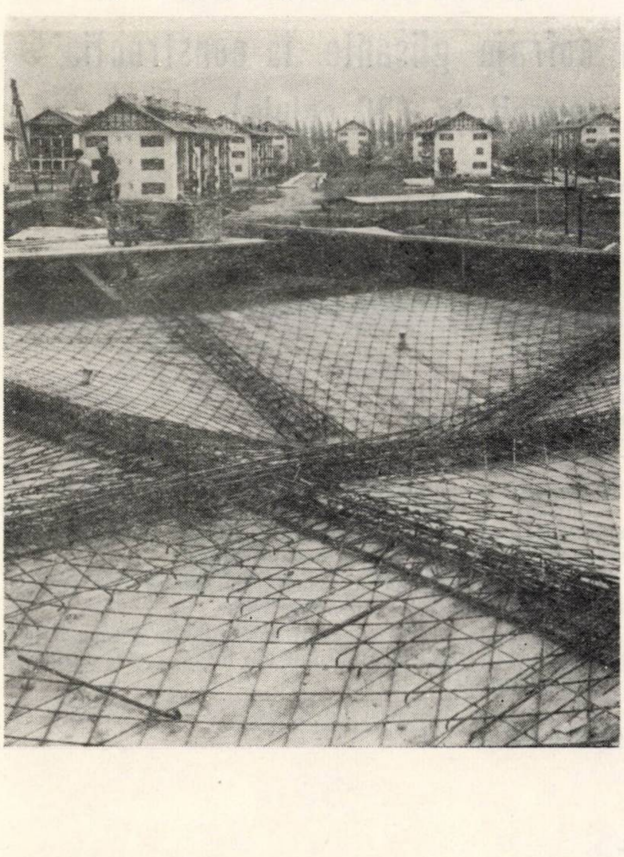


Fig. 4. Armarea elementului de acoperiş

suprafaţa unui paraboloid hiperbolic [3]. În ceea ce priveşte eforturile corespunzînd acţiunii sarcinilor seismice asupra ansamblului format din elemente de acoperiş şi stîlpi, s-a făcut următorul calcul elementar:

Se calculează forţele tăietoare T ce apar pe linia de contact a două elemente de acoperiş vecine şi al căror cuplu echilibrează cuplul forţelor seismice orizontale H, ce acţionează un element de acoperiş (fig. 7 a şi b). Se admite în mod aproximativ că forţele T se concentrează în dreptul nervurilor rezemate pe stîlpi. Această ipoteză este oarecum justificată, pe de o parte prin faptul că aceste forţe se transmit stîlpilor, pe de altă parte prin faptul că rigiditatea paraboloizilor hiperbolici la acţiunea unor sarcini verticale, aplicate la margine, este maximă în dreptul nervurilor înclinate, scăzînd spre nervurile orizontale, în dreptul intersecţiei cărora, sarcinile verticale, aplicate la margine, se pot prelua numai prin eforturi de încovoiere, planul tangent la suprafaţă fiind orizontal în acest punct.

Fig. 5. Acoperişul magazinului universal în execuţie



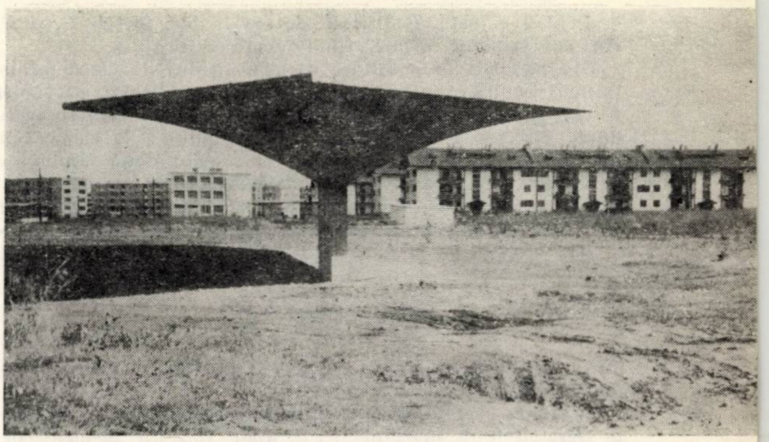


Fig. 6. Element de probă

Pentru o analiză elementară, paraboloidul hiperbolic, raportat la generatoare rectilinii ortogonale, se poate considera ca fiind format din două serii de arce parabolice elementare de formă identică, avînd curburi opuse ([2], p. 336).

Forţa concentrată $T/2$, aplicată la marginea unui paraboloid hiperbolic în dreptul nervurii înclinate, se descompune după direcţiile celor trei elemente concurente în punctul de aplicaţie al forţei (fig. 8): cele două nervuri (F_1, F_3) şi arcul parabolic 1 (F_2). Rezultă:

$$F_1 = \frac{T}{2}\,\frac{l}{f}$$

$$F_2 = \frac{T}{2}\,\frac{l}{f}\sqrt{2}$$

$$F_3 = \frac{T}{2}\,\frac{\sqrt{l^2+f^2}}{f} \approx \frac{T}{2}\,\frac{l}{f} = F_1 .$$

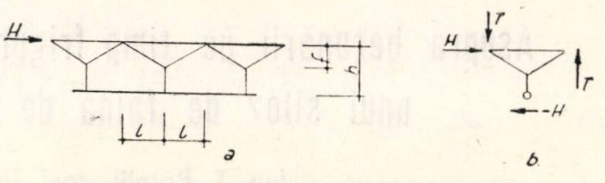
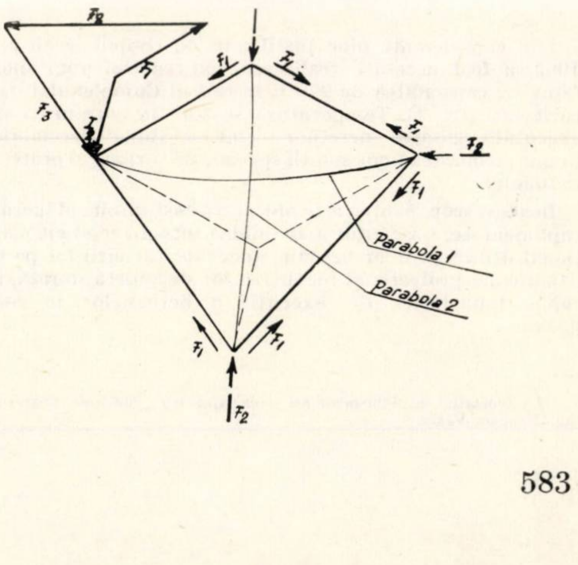


Fig. 7. Solicitarea acoperişului prin sarcini orizontale

Fig. 8. Descompunerea forţei T/2



Pentru o forță T dirijată de sus în jos, forțele F_1 și F_3 sînt compresiuni, forța F_2 fiind o forță de întindere.

Din condiția de echilibru al elementului de placă infinitesimal rezultă că întinderile din placă după direcția parabolei 1 vor provoca, în fiecare punct al plăcii, întinderi egale după direcția parabolei 2. Transmițîndu-se la elementele marginale, întinderile după direcțiile celor două familii de parabole vor introduce în toate elementele de margine compresiuni egale cu F_1. Sub acțiunea forței tăietoare $T/2$, placa va fi deci întinsă după direcțiile ambelor serii de arce parabolice, efortul de întindere în placă avînd valoarea medie

$$n = \frac{F_2}{l\sqrt{2}} = \frac{T}{2f},$$

iar în toate elementele de margine se va stabili forța de compresiune F_1.

În figura 9 s-au trecut eforturile în placă n și forțele în elementele de margine F, ce apar într-un element de acoperiș sub acțiunea cuplului forțelor tăietoare T.

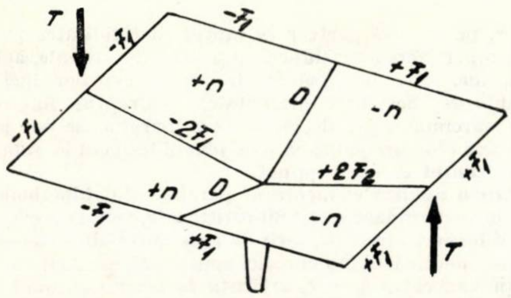


Fig. 9. Eforturi în elementul de acoperiș din sarcini orizontale

Pentru construcția proiectată, avînd $f/l = 0,4$ și brațul de pîrghie al forțelor H aproximativ $2\ f$ și suportînd sarcina repartizată p, rezultă

$$H \approx \frac{4\,p\,l^2}{40} = 0,1\ pl^2$$

$$T = \frac{2\,f\,H}{2\,l} = 0,1\ plf$$

$$F_1 = \frac{T}{2}\ \frac{l}{f} = 0,05\ pl^2$$

$$n = \frac{T}{2f} = 0,05\ pl.$$

Sub acțiunea sarcinilor verticale, eforturile de membrană din placă n_{xy} și forțele maxime din elementele de margine F, corespunzînd acestor eforturi, sînt

$$n_{xy} = \frac{p\,l^2}{2\,f}$$

$$F \approx \frac{p\,l^3}{2\,f}.$$

Raportul între eforturile din cutremur și cele din sarcini verticale este ca atare

$$\frac{n}{n_{xy}} = 0,1\,\frac{f}{l} = 0,04$$

$$\frac{F_1}{F} = 0,1\,\frac{f}{l} = 0,04.$$

Sarcinile seismice provoacă deci numai o creștere neînsemnată a eforturilor corespunzînd sarcinilor verticale.

Bibliografie

[1] Arnold G.: *Zum Bau von hyperbolischen Paraboloiden in den V.S.A.*, Der Bauingenieur, nr. 7/1962.

[2] Beleș A., Soare M.: *Paraboloidul eliptic și hiperbolic în construcții*, București. Ed. Tehnică, 1964.

[3] Ching-Hung-Meng, Lanshey L. M.: *Stresses in hyperbolic paraboloid shells loaded laterally*, Bulletin of the International Association for Shell Structures, nr. 15/1963.

[4] Vreedenburgh C.G.: *Die Hypparschale und ihre mechanischen Eigenschaften*, Bauen + Wohnen, nr. 7, 1959.

Asupra betonării pe timp friguros în cofraje glisante la construcția unui siloz de făină de mare capacitate (20 celule)

Ing. T. Patelli, conf. ing. A. Mihul și ing. C. Capatu*
I. C. M. Nr. 4 Iași
Institutul politehnic Iași

1. CONSIDERAȚII GENERALE

Din considerente bine justificate, în timpul iernii anului 1965, a fost necesară realizarea construcției unui siloz de făină cu capacitatea de 220 t, în cadrul Complexului de morărit Iași (fig. 1). Temperatura scăzută în care urma să fie executată glisarea pereților celulelor (luna decembrie) a impus elaborarea unor soluții speciale de turnare și protecție a betonului.

În acest scop, pentru a se obține un cost minim al lucrărilor suplimentare, s-a căutat a se îmbina într-un mod cît mai rațional utilizarea unor betoane adecvate turnării lor pe timp friguros cu protecția și încălzirea lor de scurtă durată, aplicabile tehnologiei de execuție a betoanelor în cofraje glisante.

La elaborarea soluțiilor preconizate pentru punerea în operă a betonului pe timp friguros s-au admis următoarele condiții inițiale: temperatura aerului exterior poate coborî pînă la − 20 °C, iar viteza vîntului poate crește pînă la 20 m/s, considerate în ipoteza că execuția glisării celulelor silozului va fi terminată pînă la 30.XII.1965, ceea ce s-a și realizat.

La elaborarea proiectului de organizare s-a avut în vedere că trebuie să fie luate următoarele măsuri în timpul execuției:

— măsuri de protecție a betonului pe timp friguros, care să asigure obținerea rezistențelor prescrise, determinate pe probele de laborator executate anticipat;

— măsuri de menținere a temperaturii calculate a betonului în timpul transportului și manipulării;

— măsuri pentru a fi asigurate condițiile de determinare a temperaturii betonului și aerului din interior și exterior, în tot timpul glisării;

— măsuri pentru controlul caracteristicilor mecanice ale betonului în timpul execuției.

---

* La lucrările de laborator au colaborat ing. Sofronie Ecaterina și ing. Dascălu Vasile

Toate lucrările necesitate în urma celor specificate mai sus urmau să se încadreze în costurile suplimentare care nu puteau să depăşească limitele economice admise.

2. CARACTERISTICILE BETONULUI REALIZAT

Întrucît protejarea în exterior a betonului pe durată lungă este costisitoare, greoaie şi conduce la costuri suplimentare mari, s-a mers pe ideea folosirii unor betoane cu conţinut de apă redus, fără a se depăşi însă limita care asigură lucrabilitatea necesară. În determinarea amestecurilor cu conţinut redus de apă s-a ţinut seamă de faptul că betoanele vor fi compactate în cofraje glisante prin vibrare (avînd la bază unele studii anterioare care se referă la influenţa vibrării asupra aderenţei barelor de oţel la betoanele turnate în cofraje glisante) [1]. În acest scop, în laboratorul central I.C.M. nr. 4 Iaşi şi în laboratorul catedrei de beton armat de la Institutul politehnic s-a analizat creşterea rezistenţei în timp a betonului într-un mediu ambiant, cu temperaturi care s-a considerat că pot fi realizate prin măsurile de protecţie ce vor fi luate ; totodată s-a cercetat influenţa pe care o prezintă sporul de apă asupra procesului de întărire a betoanelor supuse la temperaturi scăzute, după ce rezistenţa lor ajunsese la anumite valori mai mici decît 50 % din rezistenţa de rupere la 28 de zile obţinute la timpul T şi temperatura t °C, considerate variabile.

Studiile şi experienţele efectuate au arătat că betoanele executate cu un factor A/C redus, compactate prin vibrare, se întăresc la temperaturi scăzute, obţinîndu-se în final rezistenţe superioare faţă de betoanele întărite în condiţii normale (bineînţeles într-un timp mai îndelungat), cu condiţia ca momentul îngheţării lor să aibă loc după ce a fost realizată o anumită rezistenţă minimă, deseori mult mai mică decît 50 % din marcă (care rezultă în funcţie de dozajul de ciment şi mai cu seamă în funcţie de factorul A/C). Aceste fenomene, de îmbunătăţire a rezistenţei betonului întărit la temperaturi scăzute, au loc numai atunci cînd întreaga cantitate de apă de amestec este adsorbită de granulele de ciment, fără a fi în exces, pentru a nu exista posibilitatea separării ei în porii din beton sau separării ei sub formă de pelicule care să înconjure granulele de agregat şi barele de armătură.

Experienţele au arătat că apa cea mai periculoasă în astfel de situaţii, care, prin îngheţarea betonului slab întărit, conduce la slăbirea rezistenţei lui finale, este aceea care se separă sub formă de pelicule grupate în jurul granulelor de agregat sau în jurul barelor de armătură ; efectul dăunător al apei separate sub această formă constă în aceea că ea împiedică sporirea formării contactelor noi (care au tendinţa de a se îndesi în timp) între elementele de hidratare ale pietrei de ciment şi granulele de agregat sau între piatra de ciment şi armătură. Fenomenul este bine evidenţiat la spargerea cuburilor sau la smulgerea barelor din epruvetele de beton [1], care au fost confecţionate cu exces de apă şi care au fost supuse îngheţului, fiind încă slab întărite (în general la rezistenţe inferioare valorii de 50 % din rezistenţa la 28 zile). Observaţiile s-au făcut prin analiza modului în care se desprindeau granulele de agregat la ruperea epruvetelor şi a modului în care se desprinde armătura din masa betonului la smulgere.

La epruvetele la care cantitatea de apă este redusă în raport cu cantitatea de ciment, ea fiind, practic, în cea mai mare parte, adsorbită de elementele componente ale cimentului care se hidratează în continuare şi la temperaturi scăzute, se constată că acţiunea mecanică a apei dilatate este în favoarea creşterii numărului de contacte noi, ceea ce explică şi sporul de rezistenţă obţinut. În acest caz rezistenţele iniţiale ale betonului, în momentul cînd este supus efectului de îngheţ, pot fi mult reduse faţă de rezistenţa finală, ajungînd pentru mărci ridicate şi sub 20 % din rezistenţa finală.

Cu toate aceste constatări, stabilite în laborator, cantitatea de apă folosită pentru executarea betoanelor cu care s-au turnat celulele de siloz, din cauza necesităţii obţinerii unei anumite lucrabilităţi a betonului (turnat în cofraje glisante), nu a putut fi redusă de aşa manieră încît să împiedice în totalitate separarea apei sub formă de pelicule grupate în jurul granulelor de agregat şi în jurul armăturilor. Din acest motiv, am fost nevoiţi să analizăm compoziţii de betoane pentru factorii A/C cuprinşi între 0,52 şi 0,58 şi dozaje de ciment cuprinse între 270 şi 380 kg, cu agregat a cărui compoziţie granulometrică este dată în figura 2. La aceste betoane s-a impus determinarea rezistenţei minime, necesar a fi realizată, pentru ca ele, fiind supuse în continuare îngheţului, să nu sufere în sensul reducerii rezistenţelor finale şi totodată să-şi îmbunătăţească rezistenţa în timp şi la temperaturi sub 0°C. S-a urmărit obţinerea unor legături iniţiale suficient de rezistente între agregat şi piatra de ciment, de aşa natură încît îngheţul peliculelor de apă să nu conducă la creşterea spaţiilor, în aşa măsură încît formarea contactelor în procesul continuu de hidratare a cimentului să fie împiedicată.

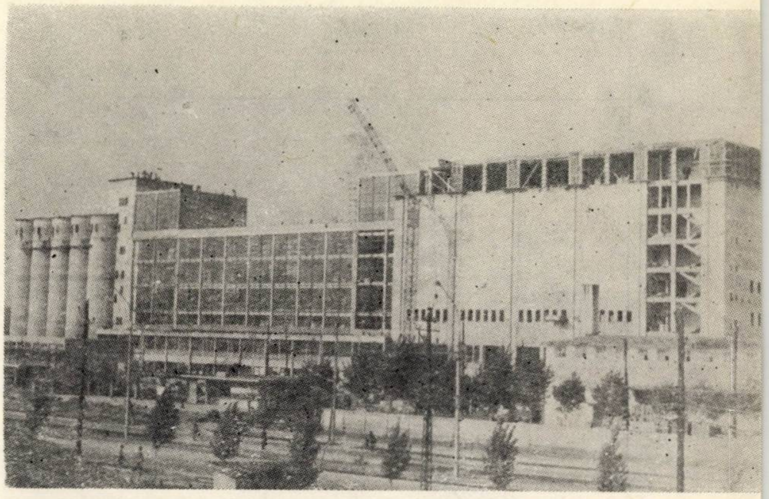


Fig. 1. Complex de morărit din Iaşi – în dreapta silozul construit în timp de iarnă

Criteriile de cercetare pentru aprecierea cantitativă şi calitativă a efectelor produse de îngheţ s-au rezumat la analiza valorilor rezistenţelor obţinute la încercarea betoanelor păstrate în regim de îngheţ, după ce ele au căpătat o anumită rezistenţă, şi la analiza modului în care se produce smulgerea agregatelor la ruperea epruvetelor şi smulgerea armăturii la încercarea de aderenţă.

Rezultatele observaţiilor făcute, avînd în vedere şi posibilităţile de realizare a condiţiilor de protecţie, ne-au condus în final la alegerea unui beton cu dozaj de ciment de 320 kg/m^3 (ciment Pz 400) cu un factor A/C = 0,55, pentru care era sigură obţinerea mărcii B 200, realizîndu-se totodată o creştere destul de mare a rezistenţelor în primele trei zile. Lucrabilitatea amestecului corespunde la tasări de 2 – 4 cm la conul etalon şi 39 – 42 cm pentru răspîndirea la masa standard. La betoanele confecţionate dintr-o astfel de compoziţie s-a constatat că îngheţul nu are un efect de reducere a rezistenţei finale dacă betonul a depăşit rezistenţa de 60 kg/cm^2, atunci cînd a fost supus efectului temperaturilor negative.

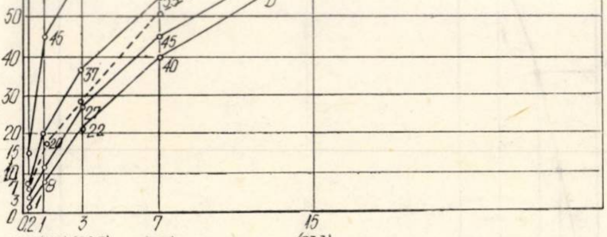


Fig. 2. Compoziţia granulometrică a agregatului folosit

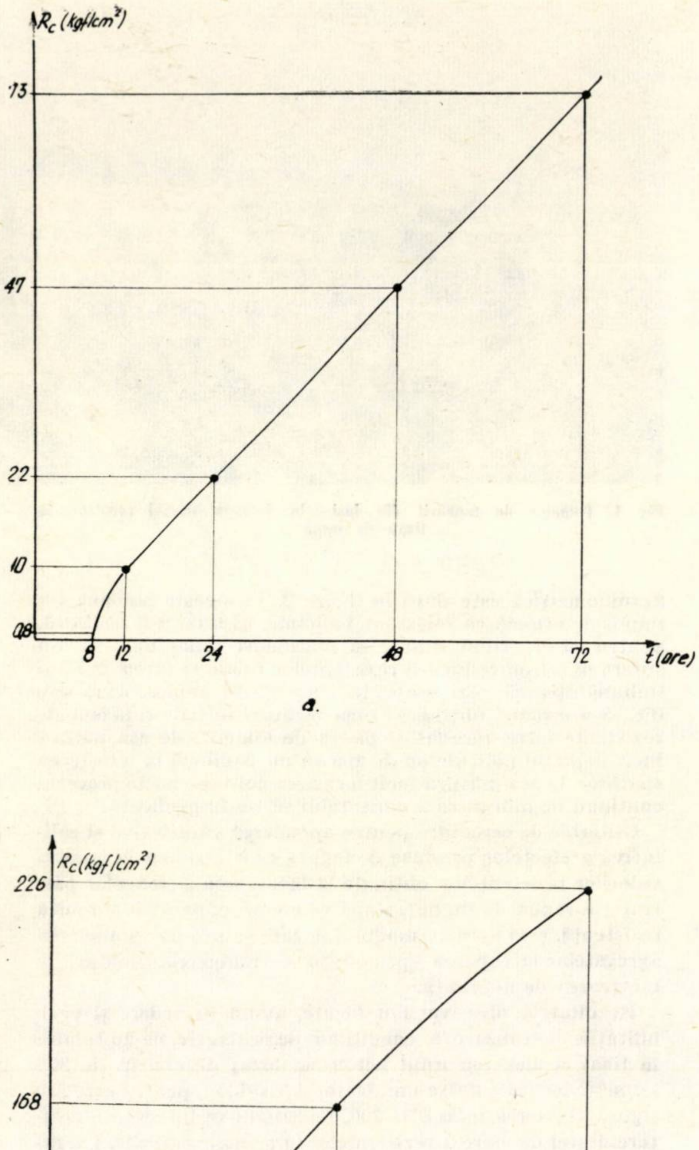


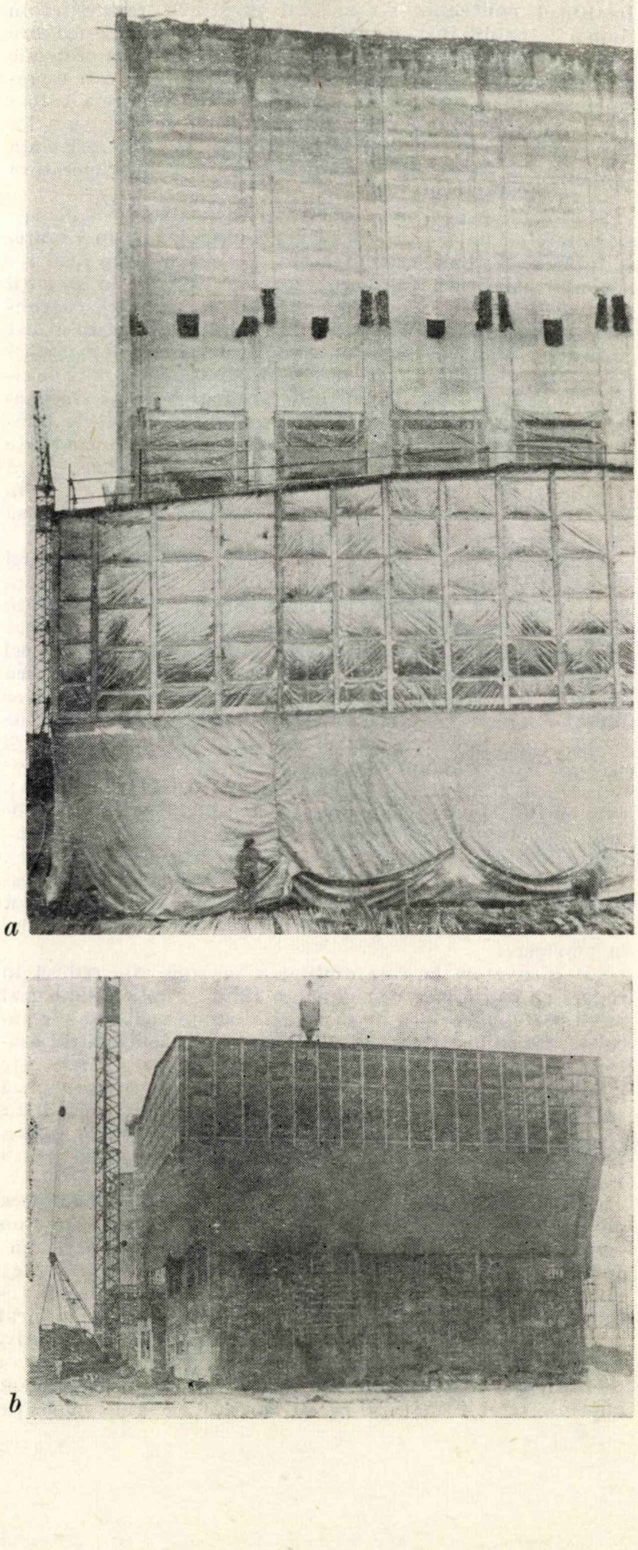
Fig. 3. Variația rezistenței în raport cu timpul

Din încercările efectuate s-a constatat, după cum rezultă din graficul 3a și 3b, că obținerea acestei rezistențe este posibilă după un interval de circa 50–60 ore de la confecționare. Toate aceste date ne-au permis să stabilim viteza de glisare și să dimensionăm elementele care asigurau protecția necesară a betonului pentru obținerea rezistenței programate.

3. CONSIDERAȚII ASUPRA TEHNOLOGIEI DE GLISARE

Funcție de caracteristicile mecanice ale betoanelor obținute la încercarea lor în laborator și de dimensiunile „fustei de doc", a cărei lungime pe verticală s-a luat de 6,20 m (fig. 4),

Fig. 4. Protecția betonului cu ajutorul „fustei de doc"
a. la pornire; b. în timpul glisării



s-a determinat viteza de glisare care a rezultat de 2,50—2,70m în 24 de ore. În aceste condiţii se asigură, după cum a rezultat şi din încercările efectuate pe parcurs, rezistenţa minimă necesară betonului (pentru a nu fi influenţat negativ de îngheţ), în momentul cînd ia contact cu temperatura mediului exterior.

Elaborarea proiectului de glisare, inclusiv a sistemului de protecţie, s-a făcut avînd în vedere faptul că grupul de celule ale silozului de mare capacitate are o înălţime de 31,44 m, pereţi subţiri de 15—25 cm, planşee intermediare şi pîlnii la fiecare celulă, la diferite niveluri. În plan orizontal, grupul de 20 celule are suprafaţa de 500 m². Secţiunea unei celule este pătrată, cu dimensiunile de 5×5 m.

Pentru proiectarea sistemului de închidere a spaţiului deasupra platformei de lucru, s-a recurs la construcţia unui eşafodaj din ţevi rotunde metalice, utilizate în mod curent la schelele exterioare de eşafodaj (fig. 5). S-a realizat astfel o construcţie suplă, uşoară, fiind totodată şi bine contravîntuită, capabilă a prelua sarcinile orizontale din vînt şi cele verticale provenite din zăpadă (fig. 6). La construcţia întregului eşafodaj s-au utilizat 12 300 kg ţeavă de $1^{1}/_{2}''-2''$, a cărei lungime a fost de 2 500 m. Montanţii eşafodajului ca şi contravîntuirile (fig. 6) au fost aşezaţi în aşa mod încît :

— să prezinte o structură simetrică,

— să asigure spaţiul de lucru nestînjenit pentru muncitori, utilaje şi scule de mică mecanizare,

— să permită depozitarea materialelor, mai ales a oţelului beton,

— să nu împiedice elementele în mişcare ale sistemului de glisare.

Prinderea eşafodajului metalic de platforma de lucru s-a făcut prin intermediul unor plăcuţe fixate în şuruburi de podină, folosindu-se şi bride de prindere pe contur, contra smulgerii la vînt.

Înălţimea liberă la interior a fost de 5 m la streaşină şi de 6,5 m la coamă, condiţionate de gabaritele de lucru, dîndu-se şi o pantă de scurgere a apelor provenite din topirea zăpezii sub influenţa temperaturii din incita de lucru. Contravîntuirile orizontale s-au executat ţinînd seamă de amplasarea pereţilor celulelor de beton armat, a verinelor, precum şi de posibilitatea de a constitui şi stelaj-raft pentru depozitarea oţelului beton la înălţimea de 3,00 m deasupra podinei de lucru. Pereţii exteriori au fost contravîntuiţi mai des (fig. 6 c) avînd şi un număr de montanţi dublu faţă de paleele intermediare (fig. 6 b), pentru a oferi o dată cu preluarea sarcinilor din vînt şi un contur de reazem necesar dispunerii elementelor de închidere.

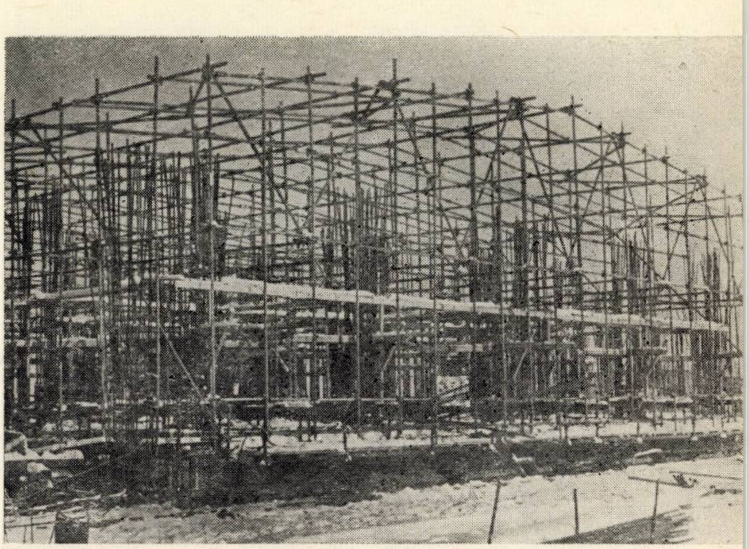
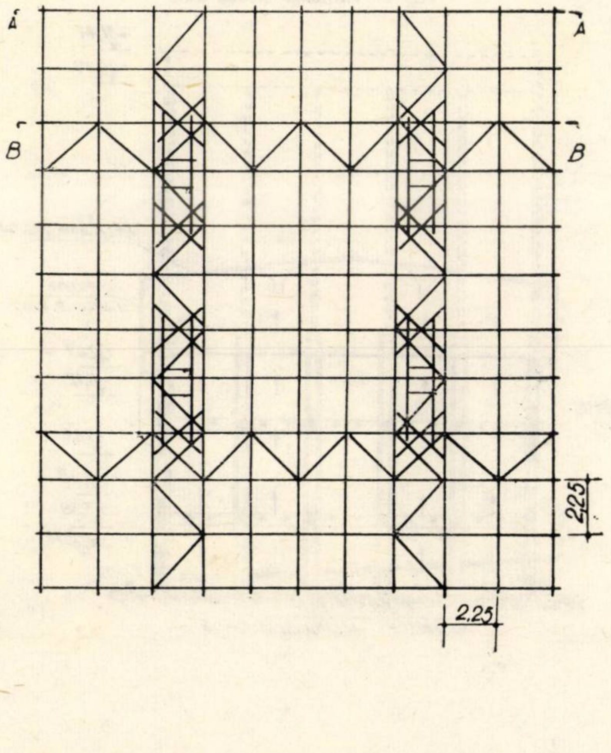


Fig. 5. Alcătuirea eşafodajului pentru închiderea spaţiului deasupra podinei de lucru

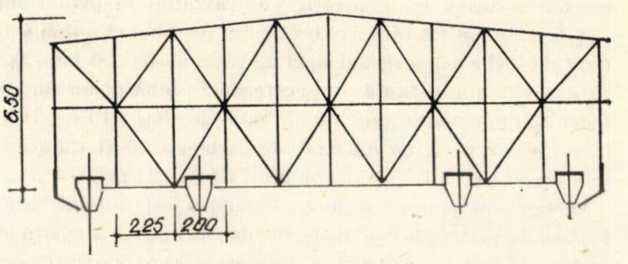
Închiderea incintei superioare de lucru s-a realizat printr-un sistem constructiv relativ simplu : s-au prins şipci de lemn de brad de dimensiunile 24×48 mm de eşafodajul de ţeavă. Pe aceste şipci au fost montate folii de polietilenă de 0,2 mm

Fig. 6. Schema de contravîntuire a schelei

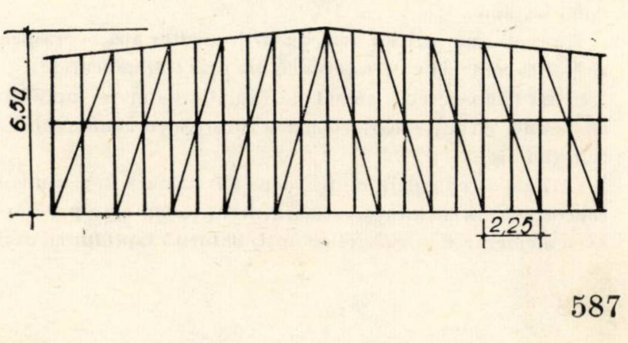
a. contravîntuirea acoperişului



b. contravîntuirea interioară



c. contravîntuirea pereţilor exteriori



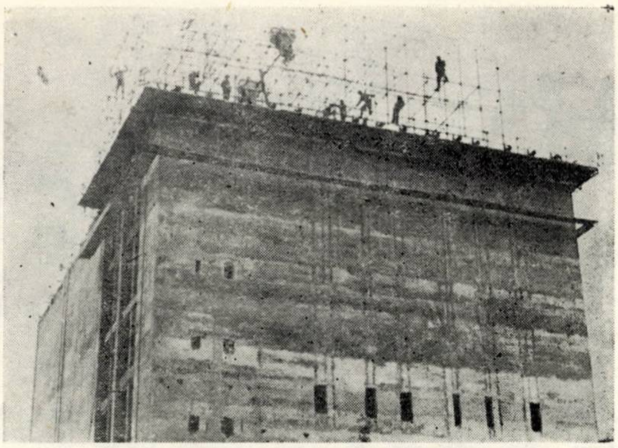


Fig. 7. Demontarea structurii superioare a spaţiului închis

grosime care s-au suprapus în zona fixării lor pe şipci. Îmbinarea foliilor s-a protejat cu o fîşie de 3 cm de placă fibrolemnoasă dură de 5 mm grosime (PFL-D/S). În felul acesta s-a obţinut un perete etanş, bine închis, uşor şi estetic. Practica a dovedit că nu au fost ruperi sau smulgeri în timpul glisării, îmbinările comportîndu-se bine şi dînd în acelaşi timp posibilităţi de demontare uşoară, fără deteriorări şi pierderi materiale (fig. 7).

Construcţia acoperişului a necesitat rezolvarea cîtorva detalii rezultate din tehnologia de lucru. Astfel, aprovizionarea la nivelul podinei de lucru cu materiale şi mai ales cu beton şi oţel beton s-a realizat prin patru trape lăsate în acoperiş, deschise numai în timpul introducerii materialelor şi avînd asigurată podina de lucru şi împrejmuirea necesară la nivelul acoperişului (fig. 6 şi 8). Prin aceste trape, materialele au fost introduse cu ajutorul a două macarale turn de 45 tm capacitate (fig. 1). În felul acesta s-a evitat şi pătrunderea masivă a aerului rece care s-ar fi produs dacă golurile de lucru ar fi fost în pereţii laterali; însă, aceasta a determinat necesitatea realizării unei înălţimi de lucru de 5 m, pentru a da posibilitatea introducerii pachetelor de fier a căror lungime nu a putut fi micşorată.

Acoperişul construcţiei provizorii a fost alcătuit dintr-un schelet de ţeavă ca şi pereţii, contravîntuit în planul său (fig. 6 şi fig. 8). Cu ajutorul brăţărilor metalice Ø 6 mm s-au fixat de ţevile acoperişului şipci de lemn de 40×50 mm, aşezate la 500 mm distanţă. Pe aceste şipci s-a bătut un rînd de plăci fibrolemnoase dure de 5 mm grosime (PFL–D/S), care s-au acoperit cu un strat de carbon asfaltat (hidroizolaţie) fixat pe PFL cu şipci de brad de 24×24 mm.

Dedesubtul podinei de lucru, betonul a fost protejat într-o incintă formată dintr-o foaie de doc prinsă şi atîrnată de podina de lucru (fig. 4 a şi b). Lungimea ei pe verticală este de 6,20 m din considerentele arătate anterior. „Fusta de doc" a fost strînsă la partea ei inferioară lipindu-se de perete asemenea unui capişon (fig. 7).

Încălzirea incintei de lucru (fig. 9 şi fig. 10) s-a realizat cu două sisteme:

a) aeroterme care au avut agent încălzitor apa supraîncălzită de la centrala electrotermică din oraş (termoficare);

b) încălzitoare cu element de radiaţie de mare suprafaţă, alimentate cu injectoare electrice rotative cu combustibil de calorifer tip A.

Făcîndu-se calculele de pierdere de căldură, s-a ajuns la concluzia că în incinta superioară de lucru nu este necesar a avea elemente de încălzire proprii, datorită faptului că aerul cald de sub platforma de lucru pătrunzînd pe sub dulapii podinei şi prin golurile de coborîre la platformele inferioare o încălzesc suficient, aşa cum se vede din tabela 1 şi figura 9.

Cantitatea de căldură necesară, calculată în ipoteza temperaturii exterioare medii a aerului de –15°C, a fost asigurată de 12 aeroterme a 36 000 kcal/h fiecare, putînd funcţiona fiecare separat cu comandă de la pupitru, precum şi de patru arzătoare de 10 l/h combustibil lichid care arde într-un tub de tablă de 3 mm grosime, avînd un diametru de 300 mm şi o lungime de 23 m, care au funcţionat numai cînd era necesar (în zilele cu temperatură foarte scăzută).

Calculul pierderilor de căldură a rezultat din însumarea pierderilor prin stratul de protecţie, prin pereţii construcţiei de înălţime variabilă şi prin golurile prevăzute. Astfel, aerul

Fig. 8. Plan montaj acoperiş

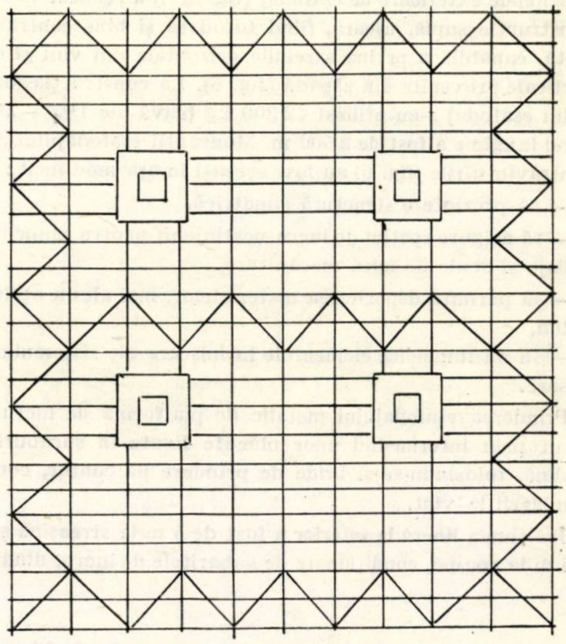
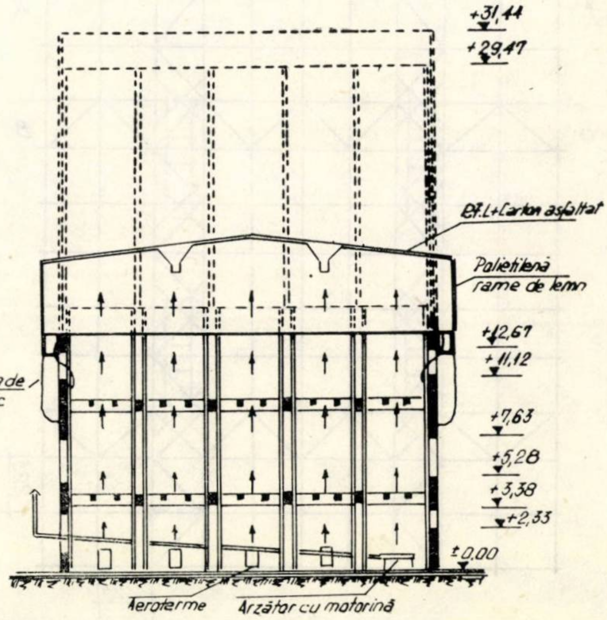


Fig. 9. Circulaţia aerului cald



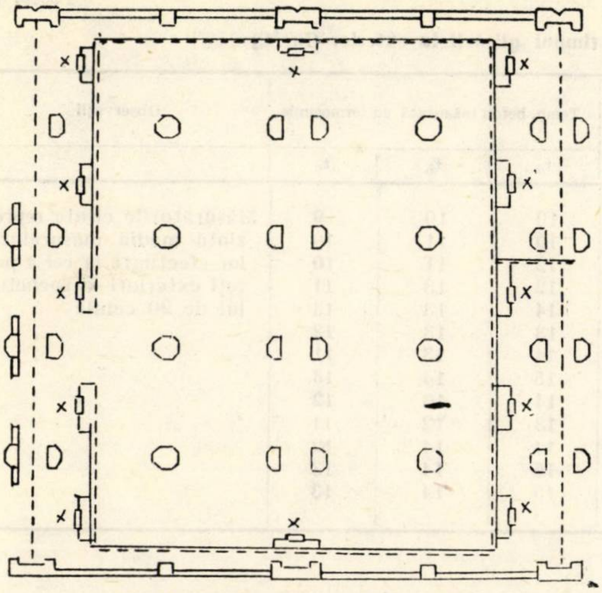


Fig. 10. Dispunerea elementelor de încălzire

încălzit a reuşit să asigure temperaturi convenabile betonului deja glisat atît în interior cît şi în exterior. Pierderile de căldură prin protecţia prevăzută rezultă:

$Q = S_p k \, (t_i - t_e)$ kcal/h; $S_p = 1\,008$ m^2; $k = 8$ kcal/m^{2}h grad; $t_i = 10\,°C$; $t_e = -15°C$; $Q_p = 1\,008 \times 8 \; (10+15) = 201\,600$ kcal/h;

pierderile de căldură prin pereţii construcţiei de înălţime variabilă rezultă:

$Q_c = S_c k_c \, (t \; - t \;)$ kcal/h; $S_c = 1\,116$ m^2; $k_c = 1{,}3$ kcal/m^{2}h grad; $t_i = 10°C$; $t_e = -15\,°C$; $Q_c = 1\,116 \times 1{,}3 \; (10+15) = 36\,270$ kcal/h;

pierderile de căldură prin goluri prevăzute cu protecţii rezultă:

$Q_G = S_G k \, (t_i - t_e)$ kcal/h; $S_G = 1\,428$ m^2; $k = 8$ kcal/m^{2}h grad; $t_i = 10\,°C$; $t_e = -15\,°C$; $Q_G = 1\,428 \times 8 \; (10+15) = 285\,600$ kcal/h.

Pătrunderea aerului la exterior s-a făcut prin ferestrele prevăzute în proiect, încălzind spaţiul delimitat de peretele exterior al celulelor şi de foaia de doc. Pe măsura înălţării cofrajului glisant, ferestrele rămase dedesubtul „fustei de doc" s-au închis cu rame de lemn, căptuşite cu folii de polietilenă dinainte pregătite.

Tabela 1

Temperaturile măsurate la glisarea pachetului de 20 celule la moară

Data	Cota	Temperatura aerului ext.		Temperatura aerului în incinta superioară	Obs.
luna dec. 65	cofraj faţă de ±0	maximă ±0°	minimă		
1	2	3	4	5	6
15	2,20	−4	−17	+12	
16	5,20	−4	−17	+12	
17	8,20	−5	−12	+13	
18	10,65	−5	−10	+14	
19	13,10	−5	−10	+14	
20	15,60	0	− 8	+15	
21	17,60	0	− 8	+14	
22	19,20	+3	− 1	+13	
23	21,70	−3	−14	+12	
24	23,80	−6	−15	+13	
25	26,00	−5	−14	+13	
26	28,70	−3	−10	+14	
27	31,44	−4	+12	+14	

4. PREPARAREA, TRANSPORTUL ŞI TURNAREA BETONULUI

Prepararea betonului s-a făcut în staţia centrală semiautomată de betoane din oraş a întreprinderii, la temperaturile arătate în tabela 3. Betonul cald a fost transportat cu autobasculante pentru lucrul pe timp friguros, care au fost căptuşite cu un strat de 4,8 cm de polistiren expandat (protejat apoi cu o foaie de tablă de 0,5 mm, sudată de bena maşinii). În partea superioară s-au montat, pe o ramă metalică, uşi rabatabile de lemn, izolate termic.

Ajuns la şantier, după transport pe o distanţă de circa 1,5 km, betonul a fost preluat din autobasculantă în două bene de cîte 1 m^3 fiecare, umplute prin basculare. Benele, izolate termic, au fost ridicate la înălţime cu macaraua turn şi descărcate în cele patru buncăre de pe acoperiş (fig. 8 şi 11), de asemenea izolate termic. Betonul a ajuns la locul de punere în operă, din aceste patru buncăre, prin tuburi metalice prinse elastic. Prin acest sistem de transport al betonului s-au evitat manipulările cu lopata şi deci s-a menţinut căldura iniţială.

Fig. 11. Buncărul de pe acoperiş şi tubul flexibil de transport al betonului pe verticală

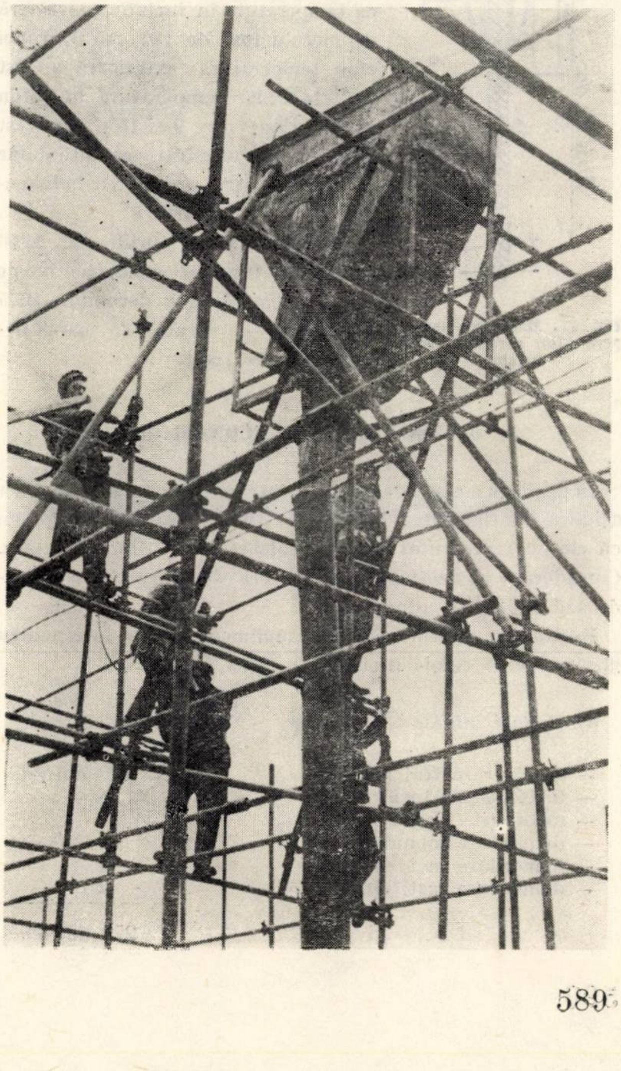


Tabela 2

Temperaturile măsurate ale betonului în timpul glisării la exterior (în °C)

Data dec. 65	Temperatura aerului în incinta formată de foaia de doc în °C						Temp. beton măsurată cu termocuple			Observații
	t_1	t_2	t_3	t_4	t_5	t_6	t_a	t_b	t_c	
15	2	3	3	4	4	4	10	10	9	Măsurătorile citate reprezintă media măsurătorilor efectuate la cei 4 pereți exteriori ai pachetului de 20 celule
16	0	1	1	1	2	2	10	11	10	
17	5	5	5	5	6	6	12	11	10	
18	5	6	8	7	7	8	12	13	11	
19	5,5	6	8,5	7,5	7,5	8,5	14	13	13	
20	6	6,5	6,5	5	6	7	13	13	12	
21	6	6	6	6	6,5	7,5	14	13	11	
22	5	6	7	6	7	8	15	14	13	
23	7	7	8	8	9	10	14	13	12	
24	5	6	6	7	8	8	13	12	11	
25	5	7	8	6	8	8	14	14	12	
26	6	7	7	5	6	7	15	14	13	
27	5	6	7	4	5	6	15	14	13	

5. REZULTATE EXPERIMENTALE OBȚINUTE ÎN TIMPUL GLISĂRII

În punctele caracteristice (fig. 12), unde exista posibilitatea realizării unor temperaturi minime, s-au făcut măsurători cu termometre, termocuple industriale și termocuple de laborator. Valorile temperaturilor măsurate în parte sînt date în tabelele 1, 2 și 3. Din analiza datelor înregistrate, rezultă că temperatura în incinta superioară de lucru a fost de 12...15°C, atunci cînd temperatura exterioară a fost de −14°C; iar temperatura în beton s-a menținut între 9 și 15°C. În acest mod au fost asigurate condiții bune de lucru pentru protejarea betoanelor și pentru muncitori.

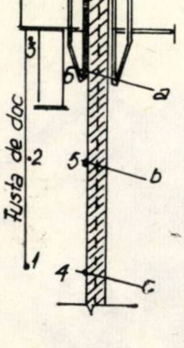


Fig. 12. Măsurarea temperaturilor aerului și betonului

În cursul lunii aprilie-mai 1966 s-au făcut încercări nedistructive pe betonul glisat în luna decembrie 1965 și indicațiile au arătat că marca betonului a fost realizată.

6. CONSIDERAȚII ECONOMICE

În privința costurilor legate de întreaga amenajare, pentru a asigura continuitatea lucrului pe timp friguros, menționăm că ele au reprezentat 4% din valoarea lucrărilor executate. Considerăm că acest spor de costuri este normal și se încadrează în limite admisibile.

Rezumativ, costul lucrărilor suplimentare necesare pentru glisarea a 28 celule în timp de iarnă, rezultă:

a) *Costuri inițiale*

— închidere cofraj glisant	170 mii lei
— instalații de încălzire	88
— instalații electrice	10
— demontare închidere	5
— demontare încălzire	4
— demontare inst. electrice	2
	279 mii lei

b) *Recuperări*

— din demontarea închiderii	79 mii lei
— din inst. de încălzire	71
— din inst. electrică	3
	155 mii lei.

c) *Costurile efective* au fost deci de 279−155 = 124 mii lei, care raportate la producția realizată de 3 milioane lei (pentru 28 celule) de siloz, reprezintă un procent de 4%. S-au redat calculele pentru costurile a două glisări succesive, de 28 celule, pentru a prinde costurile mai complet și mai exact. Se poate observa că, față de sistemele de încălzire electrică a betonului care în general sînt mai scumpe și necesită instalații deosebite, metoda prezentată are și avantaje economice.

În concluzie, rezultatele pozitive obținute la executarea acestei lucrări scot în evidență posibilitatea executării unor lucrări de beton pe timp friguros în cofraje glisante la un preț de cost rațional, prin combinarea avantajelor oferite de măsurile de protecție cu cele oferite de betoane cu conținut redus de apă. Executarea unor astfel de lucrări trebuie să se sprijine pe analize temeinice de laborator, cu asigurarea controlului permanent al temperaturilor și al calității betoanelor puse în operă.

Tabela 3

Temperaturile măsurate ale betonului în timpul glisării la interior (în °C)

Data dec. 65	Temp. beton proaspăt în stația centr.	Temp. beton ajuns la șantier	Temp. beton în cofraj după vibrare	Observații
15	+23°C	+20°C	+16°C	
16	25	21	14	
17	23	18	12	
18	24	19	13	
19	25	21	14	
20	24	21	14	
21	24	20	16	
22	24	21	16	
23	26	22	16	
24	27	22	18	
25	24	21	16	
26	23	20	15	
27	25	22	16	

Bibliografie

[1] Mihul A., Patelli T., Capatu C., Preda N.: *Cercetări asupra aderenței armăturilor la betonul compactat prin vibrare în cofraje glisante.* Comunicat la cel de al II-lea simpozion de cofraje glisante, Praga 1966.

Calculatoarele electronice în construcții*

Introducere în programarea calculelor

(II)

Ing. I. Georgescu, mat. C. Ionescu
Institutul Proiect-București Institutul de construcții-București

2.1. ALGORITMI ȘI PROGRAME

Problemele concrete de calcul numeric, ce se pun în fața programatorului la calculatoarele electronice, se pot rezolva de obicei pe mai multe căi. Diversitatea procedeelor de rezolvare a aceleiași probleme se datorește atît existenței diferitelor metode matematice, cît și posibilității de realizare a unor permutări în ordinea de calculare a operatorilor numerici, pe baza proprietăților de comutativitate, asociativitate, distributivitate din algebră.

Din mulțimea tuturor procedeelor posibile de rezolvare a unei probleme date, programatorul alege procedeul cel mai cunoscut sau mai utilizat în practica sa de rezolvitor. Astfel, el alcătuiește un algoritm de rezolvare a problemei respective, adică enunță un sistem de reguli formale care determină univoc procedeul de rezolvare.

Algoritmul este apoi tradus în limbajul calculatorului devenind astfel un program.

Să presupunem pentru început că se cere să întocmim programul pentru calculul momentelor de încastrare perfectă la capetele unei bare cu moment de inerție constant, solicitată la un sistem oarecare de sarcini verticale concentrate (fig. 1 *a*).

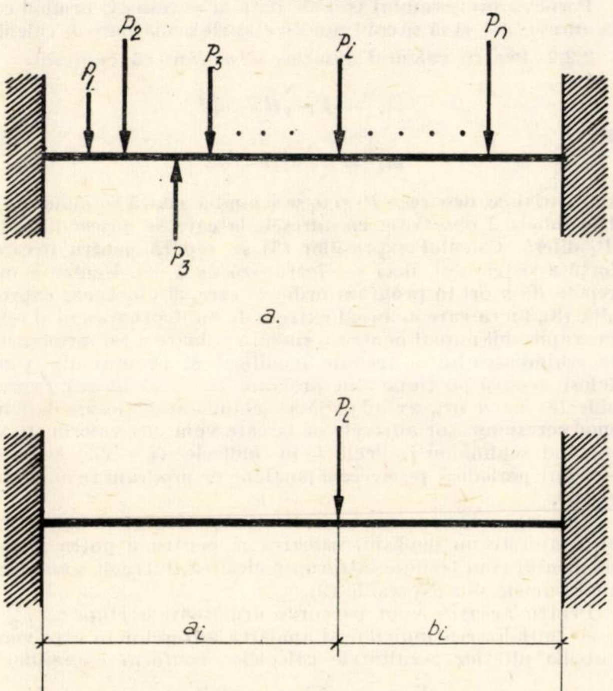


Fig. 1

a. bară dublu încastrată solicitată la un sistem de *n* sarcini verticale concentrate; *b*. elementele geometrice necesare calculului momentelor de încastrare perfectă ale barei solicitate la acțiunea unei singure sarcini concentrate

Din statica construcțiilor se cunosc formulele care determină momentele la capetele unei bare dublu încastrată, solicitată la o sarcină concentrată P_i (fig. 1 *b*).

$$M_{1i} = -\frac{P_i a_i b_i^2}{l^2} = -\frac{P_i a_i (l - a_i)^2}{l^2}$$

$$M_{2i} = -\frac{P_i b_i a_i^2}{l^2} = -\frac{P_i a_i^2 (l - a_i)}{l^2}. \tag{1}$$

Pentru a determina momentele de încastrare perfectă în cazul solicitării la sistemul de *n* sarcini, vom suprapune efectele datorate fiecărei sarcini și vom obține deci din (1) expresiile :

$$M_1 = -\frac{1}{l^2}\sum_{i=1}^{n} P_i a_i (l - a_i)^2$$

$$M_2 = -\frac{1}{l^2}\sum_{i=1}^{n} P_i a_i^2 (l - a_i). \tag{2}$$

Prin aceasta am încheiat faza de *enunțare a procedeului numeric* de rezolvare ce va fi inclus în algoritm.

Pentru definitivarea algoritmului va trebui să avem în vedere și alte aspecte :

— modul în care sînt sistematizate datele numerice ale problemei, în vederea introducerii în memoria calculatorului ;

— modul în care sesizăm numărul de sarcini concentrate ce acționează pe bară ;

— modul în care vor fi materializate rezultatele.

Să analizăm pe rînd aceste aspecte.

2.1.1. Sistematizarea datelor numerice ale problemei

Pentru fiecare din cele *n* sarcini se dau cîte două valori, reprezentînd P_i și a_i. Putem sistematiza aceste valori în două feluri :

— grupînd toate valorile P_i într-un pachet de *n* date, respectiv valorile a_i în alt pachet cu *n* date, ordonate corespunzător cu sarcinile, conform tabelei 1 ;

Tabela 1

Adresa	Valoarea sarcinii	Adresa	Valoarea distanței față de reazemul din stînga
α	P_1	β	a_1
$\alpha + 1$	P_2	$\beta + 1$	a_2
$\alpha + 2$	P_3	$\beta + 2$	a_3
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
$\alpha+(n-1)$	P_n	$\beta+(n-1)$	a_n

---

* Continuarea articolului apărut în nr. 8/1966 al revistei.

— grupînd fiecare valoare P_i cu valoarea a_i corespunzătoare şi ordonînd grupurile de două valori astfel obţinute, după indicele *i*, ca în tabela 2.

Tabela 2

Adresa	Valorile
γ $\gamma + 1$	P_1 a_1
$\gamma + 2$ $\gamma + 3$	P_2 a_2
⋮ $\gamma + 2_i - 2$ $\gamma + 2_i - 1$ ⋮	⋮ P_i a_i ⋮
$\gamma + 2_n - 2$ $\gamma + 2_n - 1$	P_n a_n

Alegerea unuia din aceste procedee de sistematizare a datelor numerice în memorie se bazează în primul rînd pe apropierea faţă de modul în care apar sistematizate valorile P_i şi a_i, ca rezultate ale unor alte calcule, prealabile.

Presupunem că s-a ales pentru exemplul nostru procedeul indicat în tabela 2.

2.1.2. Sesizarea numărului de sarcini concentrate ce acţionează pe bară

Pentru a putea opri calculul, după ce s-au cumulat efectele tuturor celor *n* sarcini, este necesar ca programul de calcul să conţină o informaţie referitoare la numărul de sarcini. Această informaţie se introduce în calculator de fiecare dată cînd se porneşte rezolvarea unei noi probleme de acest tip.

Putem da această informaţie :

— direct, introducînd într-o adresă bine precizată din memorie valoarea *n* reprezentînd numărul de sarcini sau

— indirect, introducînd la sfîrşitul tabelei de date numerice o informaţie de natură diferită faţă de valorile P_i şi a_i, care să fie interpretată de calculator ca sfîrşit al listei de valori.

Astfel, la adresa $(\gamma + 2n)$, vom introduce un număr negativ. Programul va trebui întocmit astfel ca, la întîlnirea unui număr negativ, calculul să fie oprit. Acest lucru limitează însă aplicabilitatea programului la sisteme de sarcini orientate *toate* în acelaşi sens.

Putem introduce la adresa $(\gamma + 2n)$ valoarea 0 (zero) şi, în acest caz, programul va trebui oprit la întîlnirea primului număr nul în mulţimea de valori (P_i, a_i). Şi acest lucru limitează aplicabilitatea programului, rezolvarea fiind imposibilă pentru cazul cînd sarcinile sînt variabile, putînd primi şi valori nule.

Constatînd că sesizarea indirectă a numărului de sarcini introduce limitări în aplicabilitatea programului pentru această problemă, vom alege procedeul direct şi vom introduce la adresa δ valoarea *n*.

2.1.3. Materializarea rezultatelor

De obicei, rezultatele calculelor pot fi materializate în mai multe feluri, în funcţie de posibilităţile dispozitivelor periferice ale calculatorului. În cazul problemei noastre, rezultatele pot fi :

— păstrate în memorie ca date numerice pentru calcule ulterioare (în acest caz se pune din nou problema modului în care sistematizăm aceste date, rezultate din calcul, de data aceasta, în memorie) ;

— tipărite sub o formă dorită, la dispozitivele de imprimare ;

— extrase sub formă de bandă perforată sau cartele perforate, pentru prelucrări ulterioare.

Pentru scopurile calculului propus ca exemplu, vom materializa rezultatele prin tipărire.

2.2. ALGORITMUL PENTRU CALCULUL MOMENTELOR DE ÎNCASTRARE PERFECTĂ PENTRU BARE SOLICITATE LA SARCINI CONCENTRATE

Să analizăm expresiile (2) care dau valorile momentelor de încastrare perfectă. Putem descompune aceste expresii în operaţii elementare astfel :

2.2.1. Pregătirea coeficientului $-\frac{1}{l^2}$ cu care vom multiplica în final sumele. Această pregătire constă din calcularea acestei valori, pentru care alegem următoarea secvenţă de operaţii elementare :

a) citirea numărului (-1) din memorie unde se găseşte la o adresă arbitrară *B* ;

b) împărţirea acestuia la numărul *l* care se găseşte depus în memorie la o altă adresă arbitrară, fie aceasta $(B + 1)$;

c) rezultatul astfel obţinut se împarte din nou la numărul *l* şi obţinem coeficientul $-\frac{1}{l^2}$ ce doream să-l calculăm ;

d) rezultatul se depune într-o adresă arbitrară din memorie, fie aceasta $(B + 2)$ spre a-l putea valorifica la sfîrşitul calculelor.

Putem începe redactarea programului, de la o adresă arbitrară *A* din memorie, şi vom scrie în ordinea analizată mai sus instrucţiunile din tabela 3.

Tabela 3

Adresa din program	Ordinul	Adresa operandului	Calculatorul execută
A	Citeşte	B	Introduce în registrul acumulator RA valoarea -1
$A+1$	Împarte la	$B+1$	$-1 : l \rightarrow RA$
$A+2$	Împarte la	$B+1$	$RA : l = -\frac{1}{l^2} \rightarrow RA$
$A+3$	Depune la	$B+2$	$RA = -\frac{1}{l^2} \rightarrow (B + 2)$

Pornirea programului trebuie dată la adresa *A*, urmînd ca la adresa $(A+4)$ să se continue cu etapele următoare de calcul

2.2.2. Pentru calculul sumelor observăm că expresiile

$$\Omega_i^{(1)} = P_i a_i (l - a_i)^2$$

şi

$$\Omega_i^{(2)} = P_i a_i^2 (l - a_i) \tag{3}$$

sînt variabile, deoarece P_i şi a_i se schimbă o dată cu indicele *i*. Din tabela 2 observăm că adresele la care se găsesc diferiţi P_i diferă. Calculul expresiilor (3) se repetă pentru fiecare forţă a sistemului, deci se efectuează de *n* ori. Pentru a nu repeta de *n* ori în program ordinele care să efectueze expresiile (3), lucru care ar lungi extrem de mult programul şi l-ar face aplicabil numai pentru o singură valoare a lui *n* (întrucît la schimbarea lui *n* trebuie modificat şi programul), vom folosi aceeaşi porţiune din program care calculează expresiile (3) de *n* ori, avînd grijă să schimbăm de fiecare dată în mod corespunzător adresele de la care vom citi valorile P_i şi a_i, cînd schimbăm indicele *i* în indicele $(i + 1)$. Această revenire periodică pe aceeaşi porţiune de program se numeşte *ciclare*.

Totodată este necesar a controla dacă prin mărirea indicelui *i* cu o unitate nu depăşim valoarea *n*, pentru a putea sesiza momentul cînd trebuie întreruptă ciclarea, întrucît s-au efectuat sumele din expresiile (2).

Pentru aceasta vom parcurge următoarele etape :

a. Iniţializarea indicilor şi anularea adreselor în care vom cumula ulterior rezultatele calculelor conform expresiilor :

$$\sum_{i+1} (1) = \sum_{i} (1) + \Omega_{i+1}^{(1)}$$

$$\sum_{i+1} (2) = \sum_{i} (2) + \Omega_{i+1}^{(2)} , \tag{4}$$

în care se observă că operatorii $\Sigma\,(1)$ şi $\Sigma\,(2)$ au la extremităţile intervalului $(0, n)$ valorile:

$$\sum_{0}(1) = \sum_{0}(2) = 0 \tag{5}$$

$$\sum_{n}(1) = \sum_{0}(1) + \Omega_1^{(1)} + \Omega_2^{(1)} + \ldots + \Omega_i^{(1)} + \ldots + \Omega_n^{(1)} =$$

$$= \sum_{i+1}^{n} \Omega_i^{(1)} = \sum_{i=1}^{n} P_i\, a_i\, (l_i - a_i)^2$$

$$\sum_{n}(2) = \sum_{0}(2) + \Omega_1^{(2)} + \Omega_2^{(2)} + \ldots + \Omega_i^{(2)} + \ldots + \Omega_n^{(2)} =$$

$$= \sum_{i=1}^{n} \Omega_i^{(2)} = \sum_{i=1}^{n} P_i\, a_i^2\, (l - a_i). \tag{6}$$

Presupunem că am alocat pentru indicele i şi pentru operatorii $\Sigma\,(1)$ şi $\Sigma\,(2)$ adrese arbitrare, după cum urmează:

pentru i adresa C
pentru $\Sigma\,(1)$ adresa $C+1$
pentru $\Sigma\,(2)$ adresa $C+2$.

Avînd în vedere că indicele i este un întreg, modificarea lui făcîndu-se prin adunarea unei unităţi, este necesar a se memora la o altă adresă arbitrară un număr avînd valoarea egală cu unitatea. Presupunem că am depus acest număr în adresa $C+3$. De asemenea, vom memora valoarea zero la adresa $C+4$.

Programul de iniţializări va cuprinde, în continuare, adresele ce s-au folosit pentru prima parte din program, conform tabelei 4.

Tabela 4

Adresa din program	Ordinul	Adresa operandului	Calculatorul execută
$A+4$	Citeşte	$C+3$	Introduce în RA valoarea 1
$A+5$	Depune în	C	$i = 1$
$A+6$	Citeşte	$C+4$	Introduce în RA valoarea zero
$A+7$	Depune în	$C+1$	$\sum_{0}(1) = 0$
$A+8$	Depune în	$C+2$	$\sum_{0}(2) = 0$

Tabela 5

Adresa din program	Ordinul	Adresa operandului	Calculatorul execută
$A+9$	Citeşte	$\rho+2$	Introduce în RA valoarea [zero]; $[\gamma]$
$A+10$	Adună cu	C	[zero]; $[\gamma + i] \rightarrow RA$
$A+11$	Adună cu	C	[zero]; $[\gamma + 2i] \rightarrow RA$
$A+12$	Depune în	$\rho+3$	[zero]; $[\gamma + 2i] \rightarrow \rho+3$
$A+13$	Scade	$\rho+1$	[zero]; $[\gamma + 2i - 2] \rightarrow RA$
$A+14$	Adună cu	ρ	[citeşte]; [zero] + [zero]; $[\gamma + 2i - 2]$ = [citeşte]; $[\gamma + 2i - 2] \rightarrow RA$
$A+15$	Depune în	$A+20$	Completează programul la adresa $A+20$ cu instrucţiunea variabilă: [citeşte]; $[\gamma + 2i - 2]$
$A+16$	Citeşte	$\rho+3$	[zero]; $[\gamma + 2i] \rightarrow RA$
$A+17$	Scade	$C+3$	[zero]; $[\gamma + 2i - 1] \rightarrow RA$
$A+18$	Adună cu	ρ	[citeşte]; [zero] + [zero]; $[\gamma + 2i - 1]$ = [citeşte]; $[\gamma + 2i - 1] \rightarrow RA$
$A+19$	Depune în	$A+22$	Completează programul la adresa $A+22$ cu instrucţiunea variabilă: [citeşte]; $[\gamma + 2i - 1]$
$A+20$ *)	Citeşte	$\gamma + 2i - 2$	*) Instrucţiunea variabilă, execută: $P_i \rightarrow RA$
$A+21$	Depune în	$AL\ 1$	$P_i = RA \rightarrow AL\ 1$
$A+22$ *)	Citeşte	$\gamma + 2i - 2$	*) Instrucţiunea variabilă, execută $a_i \rightarrow RA$
$A+23$	Depune în	$AL\ 2$	$RA = a_i \rightarrow AL\ 2$

Prin aceasta indicele i şi operatorii $\Sigma\,(1)$ şi $\Sigma\,(2)$ au căpătat valorile lor iniţiale.

b. Transportul primului pachet de date numerice (P_1, a_1) din porţiunea de memorie în care au fost depozitate, în adresele de lucru ale programului. Programul care va realiza acest transport va avea adresa operandului ce se citeşte, variabilă, întrucît atît P_i cît şi a_i sînt depozitate la adrese care variază cu indicele i, conform tabelei 2, astfel :

— adresa lui P_i este $\gamma + 2i - 2$;

— adresa lui a_i este $\gamma + 2i - 1$.

Putem deci calcula adresele dorite în funcţie de valoarea indicelui i. Pentru aceasta presupunem că, într-o adresă arbitrară ρ din memorie, avem depusă configuraţia numerică (codul) ordinului *„citeşte"*, avînd în partea de adresare, adresa zero. În altă adresă arbitrară $(\rho + 1)$, avem depusă în partea de ordin valoarea zero, iar în partea de adresare valoarea 2 şi asemănător în adresa $(\rho + 2)$ valoarea γ a primei adrese din memorie, unde s-a depus pachetul de date iniţiale. Deci :

Adresa	Conţinutul
ρ	[citeşte] ; [zero]
$\rho + 1$	[zero] ; [2]
$\rho + 2$	[zero] ; [γ].

Pentru a construi instrucţiunile variabile :

[citeşte] ; $[\gamma + 2i - 2]$

şi

[citeşte] ; $[\gamma + 2i - 1]$

putem imagina programul din tabela 5.

În urma executării acestui program, vom avea în adresele arbitrare AL 1 şi AL 2 valorile P_i şi respectiv a_i, corespunzătoare indicelui i existent în adresa C.

Pînă în acest moment nu am găsit în program vreo instrucţiune care să modifice valoarea $i = 1$ ce a fost construită la adresa $A+5$ din program. La acest prim pas vom avea deci :

Adresa	Conţinutul
AL 1	P_1
AL 2	a_1.

c. Calculul expresiilor (3) şi (4) : observăm că în calculul expresiilor (3) putem face următoarea simplificare :

$$\Omega_i^{(1)} = P_i\, a_i\, (l - a_i)^2 = P_i\, a_i\, (l - a_i)\, (l - a_i) = K_i\, (l - a_i)$$

$$\Omega_i^{(2)} = P_i\, a_i^2\, (l - a_i) = P_i\, a_i\, (l - a_i) \cdot a_i = K_i\, a_i\,,$$

în care

$$K_i = P_i\, a_i\, (l - a_i). \tag{7}$$

Pentru calculul lui $\Omega_i^{(1)}$ şi $\Omega_i^{(2)}$ vom întocmi deci următorul program, ţinînd seamă că, pentru depozitarea temporară a valorilor K_i şi $(l - a_i)$, avem nevoie de două adrese de lucru arbitrare. Fie acestea notate AL 3 pentru depozitarea lui K_i, respectiv AL 4 pentru depozitarea valorii $(l - a_i)$. Programul se continuă după cum se arată în tabela 6.

În acest moment avem calculate valorile $\sum\limits_i (1)$ şi $\sum\limits_i (2)$. Întrucît sîntem tot la primul pas, aceste valori sînt calculate pentru $i = 1$.

Tabela 6

Adresa din program	Ordinul	Adresa operandului	Calculatorul execută
$A+24$	Citeşte	$B+1$	$l \rightarrow RA$
$A+25$	Scade	AL 2	$l - a_i \rightarrow RA$
$A+26$	Depune în	AL 4	$l - a_i \rightarrow AL\ 4$
$A+27$	Înmulţeşte cu	AL 1	$P_i\,(l - a_i) \rightarrow RA$
$A+28$	Înmulţeşte cu	AL 2	$P_i\, a_i\,(l - a_i) = K_i \rightarrow RA$
$A+29$	Depune în	AL 3	$RA = K_i \rightarrow AL\ 3$
$A+30$	Înmulţeşte cu	AL 4	$K_i\,(l - a_i) = \Omega_i^{(1)} \rightarrow RA$
$A+31$	Adună cu	$C+1$	$\sum\limits_{i-1} (1) + \Omega_i^{(1)} = \sum\limits_i (1) \rightarrow RA$
$A+32$	Depune în	$C+1$	$RA = \sum\limits_i (1) \rightarrow \Sigma\,(1)$
$A+33$	Citeşte	AL 3	$K_i \rightarrow RA$
$A+34$	Înmulţeşte cu	AL 2	$K_i\, a_i = \Omega_i^{(2)} \rightarrow RA$
$A+35$	Adună cu	$C+2$	$\sum\limits_{i-1} (2) + \Omega_i^{(2)} = \sum\limits_i (2) \rightarrow RA$
$A+36$	Depune în	$C+2$	$RA = \sum\limits_i (2) \rightarrow \Sigma\,(2)$

d. Modificarea indicelui i şi controlul ciclării. După calcularea valorilor $\sum\limits_i (1)$ şi $\sum\limits_i (2)$, deci a efectului forţei concentrate P_1, este necesară trecerea la forţa următoare P_2. Pentru aceasta trebuie modificată valoarea indicelui i cu o unitate. Acest lucru se scrie simbolic :

$$i + 1 \rightarrow i,$$

operaţie care se defineşte astfel : valoarea actuală a lui i se măreşte cu o unitate, iar rezultatul obţinut îl înlocuieşte pe i (se depune în locul vechiului i). Programul pentru efectuarea acestei modificări este redat în tabela 7.

Tabela 7

Adresa din program	Ordinul	Adresa operandului	Calculatorul execută
$A + 37$	Citeşte	C	$i \rightarrow RA$
$A + 38$	Adună cu	$C+3$	$i + 1 \rightarrow RA$
$A + 39$	Depune în	C	$RA = i + 1 \rightarrow C$

Controlul ciclării se efectuează după fiecare modificare a indicelui i. Pentru aceasta este necesar ca în codul de instrucţiuni al calculatorului să existe instrucţiuni de *transfer al controlului*, adică de întrerupere a ordinei naturale de executare a instrucţiunilor şi de reluare a programului de la o adresă indicată în partea de adresare a instrucţiunii de transfer.

Sînt două tipuri de transferuri : transferurile condiţionate şi transferurile necondiţionate.

Transferuri condiţionate, care întrerup ordinea naturală de executare a instrucţiunilor *numai în cazul satisfacerii unor condiţii*. Aceste condiţii sînt de obicei următoarele :

— conţinutul registrului acumulator este pozitiv şi în acest caz ordinul se numeşte *transfer la plus* ;

— conţinutul registrului acumulator este negativ şi în acest caz ordinul se numeşte *transfer la minus* ;

— conţinutul registrului acumulator este zero şi în acest caz ordinul se numeşte *transfer la zero*, Unele calculatoare includ în transferul la plus şi egalitatea cu zero. Calculatoarele moderne au referitoare la semnul registrului acumulator cinci ordine distincte de transfer condiţionat care corespund următoarelor condiţii :

$$RA \geqslant 0;\quad RA > 0;\quad RA = 0;\quad RA < 0;\quad RA \leqslant 0.$$

Transferul necondiţionat, indiferent de rezultatele obţinute în registrul acumulator sau de starea dispozitivelor calculatorului, întrerupe ordinea naturală de executare a instrucţiunilor reluînd calculul de la instrucţiunea indicată în partea de adresare a ordinului de transfer.

Revenind asupra controlului ciclării, observăm că ordinea naturală de executare a instrucţiunilor trebuie întreruptă şi calculul reluat de la adresa $A+9$, atît timp cît $i < n$. Pentru aceasta facem diferenţa

$$n - i$$

care poate fi :

$$n - i \geqslant 0$$

şi în acest caz calculul trebuie reluat, deoarece nu s-au cumulat efectele tuturor forţelor ;

$$n - i < 0$$

şi în acest caz calculul expresiilor $\Sigma\,(1)$ şi $\Sigma\,(2)$ este terminat, programul urmînd a fi continuat cu partea finală în care se înmulţesc cei doi operatori $\Sigma\,(1)$ şi $\Sigma(2)$ cu coeficientul $-\frac{1}{l^2}$ spre a obţine valorile momentelor de încastrare perfectă M_1 şi M_2 precum şi tipărirea rezultatelor. Programul pentru realizarea controlului ciclării va fi conform tabelei 8.

Tabela 8

Adresa din program	Ordinul	Adresa operandului	Calculatorul execută
$A+40$	Citeşte	δ	$n \rightarrow RA$
$A+41$	Scade	C	$n - i \rightarrow RA$
$A+42$	Transfer la plus pe adresa	$A+9$	Cînd conţinutul registrului acumulator este pozitiv, se întrerupe ordinea naturală de executare a instrucţiunilor şi calculul se reia de la adresa $A+9$. Cînd conţinutul RA devine negativ, ordinul de transfer nu mai acţionează şi programul se continuă în ordinea naturală, ca şi cînd ordinul de transfer nu ar avea nici o semnificaţie, executîndu-se instrucţiunea următoare de la adresa $A+43$.
$A+43$	Citeşte	$C+1$	$\Sigma\,(1) \rightarrow RA$
$A+44$	Înmulţeşte cu	$B+2$	$-\frac{1}{l^2}\cdot\Sigma\,(1) = M_1 \rightarrow RA$
$A+45$	Depune în	$C+1$	$M_1 \rightarrow C+1$
$A+46$	Tipăreşte	—	Conţinutul RA, adică valoarea momentului de încastrare perfectă M_1 este tipărită la dispozitivul de imprimare.
$A+47$	Citeşte	$C+2$	$\Sigma\,(2) \rightarrow RA$
$A+48$	Înmulţeşte cu	$B+2$	$-\frac{1}{l^2}\Sigma\,(2) = M_2 \rightarrow RA$
$A+49$	Depune în	$C+2$	$M_2 \rightarrow C+2$
$A+50$	Tipăreşte	—	Conţinutul RA adică valoarea momentului de încastrare perfectă M_2 este tipărit la dispozitivul de imprimare.
$A+51$	Stop	—	Calculatorul este oprit.

Analizînd structura instrucţiunilor elementare folosite la redactarea acestui program se constată că s-au folosit numai instrucţiuni la care rezultatele operaţiilor se păstrează *într-un singur registru acumulator.*

Cît priveşte formarea instrucţiunilor valabile de la adresele $A+20$ şi $A+22$, amintind că se pot imagina unele artificii pentru simplificarea programului, la calculatoarele electronice moderne se efectuează în mod diferit. Aceste calculatoare dispun de registre suplimentare numite *registre index* unde sînt introduse valorile maxime ale indicilor după care se ciclează programul, instrucţiunile variabile sînt legate de registrele index şi revenirea la începutul subprogramului ciclat se face cu ajutorul unor instrucţiuni speciale de *transfer condiţionat în registrul index.*

Aceste precizări referitoare la tipurile şi structura instrucţiunilor unui calculator electronic modern, precum şi folosirea sistemelor de numeraţie binar şi octal în programare vor face obiectul articolului următor.

Contribuţii privind calculul iluminatului natural al clădirilor prin ferestre*

Ing. N. Cotta
Institutul politehnic Braşov

Rolul şi marea importanţă a iluminatului natural al încăperilor constituie principalul aspect al folosirii celor mai moderne metode de soluţionare a problemei, în elaborarea proiectelor construcţiilor.

În afară de importanţa economică, în sensul economisirii unei însemnate energii electrice, necesare pentru iluminatul artificial, lumina naturală oferă cea mai obişnuită lumină omului, avînd un rol biologic însemnat, influenţînd asupra psihologiei oamenilor.

Sub aspect arhitectural, lumina naturală are o mare influenţă, în sensul că determină alegerea compoziţiei arhitectonice a clădirii, forma ei, caracterul finisării plastice şi coloristice a faţadelor şi interioarelor.

Importanţa economică şi igienică a iluminatului natural depinde, atît de intensitatea luminii din încăpere, cît şi de felul iluminatului, de construcţia ferestrelor, de gradul de murdărire a geamurilor, precum şi de particularităţile climatice ale teritoriului unde se amplasează construcţia.

Referindu-ne la sistemul de calcul actual, cel standardizat (STAS 6221-60), privind valoarea iluminării naturale, o critică a acestui sistem a fost adusă [1], în sensul că relaţia dată fiind de forma :

$$E_r = E_c \cdot t \cdot r \cdot k_1 k_2,$$

deci un produs de factori, în eventualitatea unui singur factor egal cu zero (cazul $E_c = 0$, poate fi pentru diverse puncte din încăpere, E_c fiind valoarea luminii de calcul stabilită pe baza indicelui de cer — procentul de cer vizibil din punctul considerat — calculat după metoda Daniluk sau dublei proiecţii) întreaga ecuaţie este zero — deci iraţională.

O a doua critică se aduce prin faptul că aplicarea coeficientului de sporire „r" — datorit reflexiei — face ca influenţa luminii reflectate asupra unui punct să fie cu atît mai mare cu cît el este mai apropiat de fereastră ; în realitate însă cu cît scade influenţa luminii directe asupra unui punct din încăpere, cu atît creşte influenţa luminii indirecte, adică în mod invers, faţă de enunţul formulei.

Aplicarea coeficientului de reducere k_1, datorit obstacolelor exterioare, se face independent de suprafaţa de geam pe care o umbreşte, cu toate că este evident că valorile acestui coeficient trebuie să difere mult, faţă de diferitele puncte ale încăperii.

Cercetările făcute în această problemă conduc la relaţia valorii iluminării astfel :

$$e = e_n + e_{re} + e_{ri}$$

în care :

e este iluminarea reală, care trebuie să corespundă cu valorile iluminării minime normate ;
e_n — componenta dată de lumina directă difuză a cerului ;
e_{re} — componenta dată de lumina reflectată de suprafeţele exterioare încăperii ;
e_{ri} — componenta dată de lumina reflectată de suprafeţele interioare (pereţi, tavane, pardoseli).

Luînd în considerare şi faptul că normativele prevăd calcularea componentei $e_{ri} = e_n\,(r - 1)$, iar într-o formă simplă $e = e_n + e_{ri}$, aceasta duce la $e = e_n \cdot r$, deci, din nou la o expresie iraţională, a fost propusă relaţia :

$$e_{ri} = \frac{100 - e_0}{100} \cdot e_{n,\,m}(r - 1),$$

prin care factorul $\frac{100 - e_0}{100}$ exprimă sectorul de boltă înlocuit de suprafeţele interioare, iar factorul $e_{nm}\,(r - 1)$ înlocuieşte factorul $e_n\,(r - 1)$, avînd ca rezultat că iluminarea medie (e_{nm}) nu mai leagă de un anumit punct, luat în considerare, valoarea luminii reflectate de procentul de cer vizibil din acel punct.

Pentru e_n se dă ecuaţia

$$e_n = e_0\,K,\ \tau_1\,\tau_2\,\tau_3\,\tau_4,$$

iar pentru e_r ecuaţia

$$e_r = e_0\,\rho,\ \tau_1\,\tau_2\,\tau_3\,\tau_4,$$

în care $K = f(\varepsilon°)$, coeficient de corecţie determinat de variaţia strălucirii sectorului de cer vizibil, în funcţie de înălţimea lui deasupra orizontului ($\varepsilon°$), ale cărui valori se bazează pe formula

$$B_\varepsilon = \frac{B_z}{3}(1 + 2\ \sin\ \varepsilon)$$

unde

B_ε este strălucirea cerului în punctul considerat ;
τ_1 ; τ_2 ; τ_3 ; τ_4 — coeficienţi de pierdere de lumină funcţie de transparenţa sticlei (daţi tabelar), construcţia ferestrei, gradul de murdărire şi cei datoriţi elementelor de structură a acoperişurilor ;
B_z — strălucirea la zenit ;
ρ — coeficient de reflexie determinat după tabele date (în mod obişnuit $\rho \simeq 0{,}1$).

Formulele nu prevăd coeficientul k, datorit umbririi produse de obstacolele exterioare.

*

Pornind de la aceste premize, în cele ce urmează, se vor face unele observaţii în sensul determinării unei relaţii de calcul raţionale.

Se ia în consideraţie relaţia :

$$e = e_d + e_{re} + e_{ri}$$

în care

$$e_d = e_0\ K \cdot \tau f \cdot k,$$

unde :

$e_0 = e_1\,e_2$, e_1 fiind (c.i.n.) — coeficientul de iluminare naturală în sensul transversal al încăperii determinat prin metoda Daniluk [2] (pe verticală) ;
e_2 c.i.n., în sensul longitudinal, determinat prin aceeaşi metodă (pe orizontală) ;
$K = f(\varepsilon°)$, după relaţia menţionată ;
$\tau_f = \tau_1\,\tau_2\,\tau_3\,\tau_4\,\tau_5$, factori menţionaţi.

Pentru τ_2, coeficient de reducere al luminii datorită construcţiei de ferestre, pornind de la relaţia

$$\tau_2 = \frac{f}{F}\,100\ \%$$

în care

f este suprafaţa golului de lumină ;
F — suprafaţa de gabarit a ferestrei ;
se ajunge (fig. 1) la relaţia :

$$\tau_2 = 1 - \frac{b \cdot t_k + h t_b - t_h \cdot t_b}{b \cdot h}, \text{ în care :}$$

b este lăţimea modulată (de gabarit) a ferestrei ;
h — înălţimea ferestrei ;
t_b — suma grosimii elementelor de construcţie pe lăţime ;
t_h — suma grosimii elementelor de construcţie pe înălţime.

---

* Problema tratată face parte din lucrarea de doctorat „Studiul proprietăţilor funcţionale ale ferestrelor"

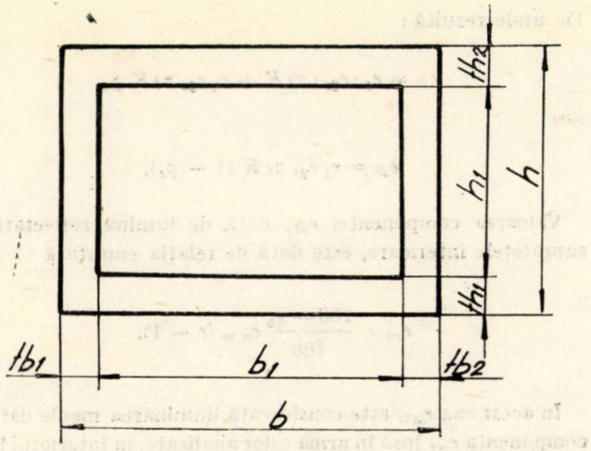


Fig. 1

Valoarea lui τ_2 se determină cu ajutorul nomogramei elaborate în [3].

τ_5 — un factor de reducere a luminii din cauza zidurilor intermediare dintre ferestre, ce se aplică numai în cazul unor ferestre în bandă.

Determinarea lui τ_5, rezultă conform figurii 2,

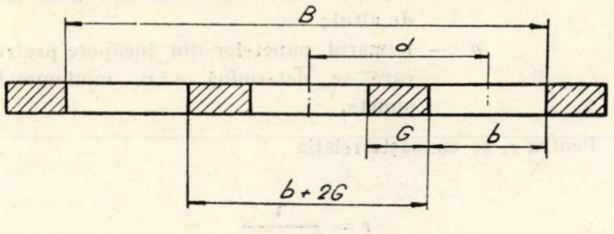


Fig. 2

$$\tau_5 = \frac{N \cdot b}{Nb - (N-1)\,G} = \frac{Nb}{Nd - G}$$

în care:

b este lățimea modulată a ferestrei;

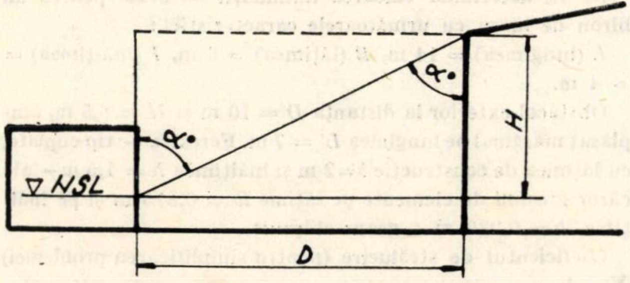
d — distanța între axele ferestrei;

G — grosimea zidului;

N — numărul de ferestre.

Dacă se consideră că în fața ferestrei se află un obstacol exterior, la o distanță variabilă D și la o înălțime variabilă H, unghiul sub care se vede cerul liber, α reduce prin umbrire valoarea lui e, dată prin calcul (fig. 3).

Fig. 3



Valoarea unghiului se determină prin relația:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{D}{H}.$$

În premiza că peste o anumită mărime a raportului D/H, obstacolul nu mai influențează reducerea iluminării, limita maximă a iluminării, pentru care $k = 1$, va avea o valoare, pentru un anumit raport D/H, fără a se intra în domeniul ∞.

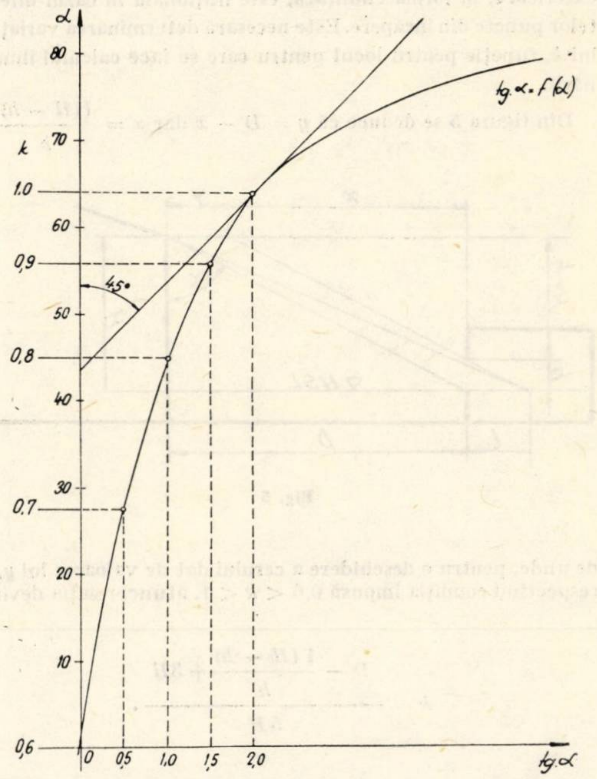


Fig. 4

Trasînd curba tangentei $\operatorname{tg} \alpha = f(\alpha)$ (fig. 4), se deduce că tangenta la 45° ($\operatorname{tg} \cdot 45° = 1$) la curba $\operatorname{tg} \cdot \alpha$ dă valoarea minimă pentru D/H, pentru care $k = 1$, rezultă

$$D/H = 2, \ldots\; k = 1$$

și

$$D/H = 0 \qquad k = 0{,}6.$$

În acest sens, domeniul lui k va fi

$$0{,}6 < k < 1.$$

Punînd condiția dată se poate scrie:

$$(\operatorname{tg} \alpha - 2)\, x + y = k - 0{,}4$$

$y = 0{,}6 \qquad x = 0{,}2,$ putîndu-se nota $k = 0{,}2 \operatorname{tg} \alpha + 0{,}6$

sau

$$k = \frac{D + 3\,H}{5\,H}.$$

Relația este ecuația unei drepte, dar curba $\operatorname{tg} \alpha = f(\alpha)$ are o ecuație logaritmică de genul $y = a\, b^x$ — în sensul că:

$$k = \lg y \qquad 0{,}2 = \lg b \qquad 0{,}6 = \lg a \qquad t\alpha = x.$$

Se obține

$$\lg y = \varkappa \lg b + \lg a$$

ceea ce dă

$$y = a\,b\,x$$

adică

$$\lg k = 3{,}99 \cdot 1{,}59^{\operatorname{tg}\alpha}.$$

În acest caz, pentru k, se va utiliza scara logaritmică dacă pentru D/H se va utiliza curba $\operatorname{tg}\alpha = f(\alpha)$.

Aplicarea coeficientului de reducere k, datorit obstacolelor exterioare, în forma enunţată, este iraţională în cazul diferitelor puncte din încăpere. Este necesară determinarea variaţiei lui k, funcţie pentru locul pentru care se face calculul iluminării.

Din figura 5 se deduce că $y = D - x$ dar $x = \dfrac{l(H-h)}{h}$,

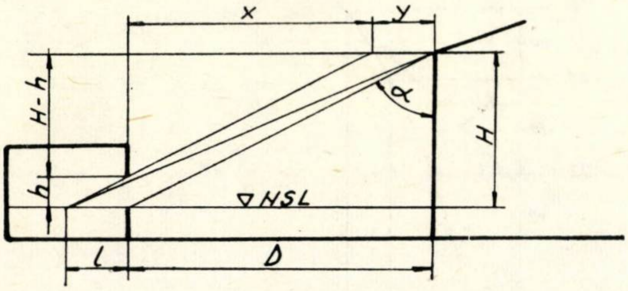


Fig. 5

de unde, pentru o deschidere a cerului dat de valoarea lui y, k respectînd condiţia impusă $0{,}6 < k < 1$, atunci relaţia devine

$$k = \frac{D - \dfrac{1(H-h)}{h} + 3H}{5H}.$$

Existenţa unei suprafeţe exterioare, văzută din punctul determinat, deci existenţa lui k, conduce la o anumită discuţie, privind raţiunea formulei.

Deoarece k influenţează în sensul vertical al ferestrei deci componenta e_1, pentru poziţia verticală se va utiliza c.i.n., determinat, e_1.

Pe orizontală, existenţa unor suprafeţe reduce pe e_2 cu valoarea e_{2c}, adică c.i.n. a boltei înlocuite cu valoarea suprafeţei.

Rezultă că $e_{2s} = e_2 - e_{2c}(1-k)$ în care e_{2s} = c.i.n. dat de cerul vizibil, deci

$$e_{2c} = \frac{e_2 - e_{2s}}{1-k}.$$

În acest sens, relaţia privind componenta luminii e_n va fi :

$$\boxed{e_n = e_1 \cdot e_{2s}\, \tau_f \cdot K \cdot k.}\,.$$

Valoarea componentei e_r, dată de lumina reflectată de suprafeţele exterioare încăperii, se determină considerînd suprafaţa exterioară care reflectă lumina ca un sector de boltă cu intensitate redusă cu coeficientul de reflexie ρ_e.

Relaţia lui e_r va fi :

$$e_r = e_1\, e_{2s}\, \tau_f\, K \cdot k \cdot \rho_e.$$

Însumînd $e_n + e_r$, dă valoarea iluminării directe sub forma

$$e_D = e_n + e_r.$$

De unde rezultă :

$$e_D = e_1 \cdot e_{2s} \cdot \tau_f K + e_1 e_{2s}\, \tau_f K\, \rho_e$$

sau

$$e_D = e_1\, e_{2s}\, \tau_f\, K\,(1 - \rho_e).$$

Valoarea componentei e_{ri}, dată de lumina reflectată de suprafeţele interioare, este dată de relaţia enunţată

$$e_{ri} = \frac{100 - e_0}{100}\, e_{n.m}(r-1).$$

În acest caz e_{nm} este considerată iluminarea medie dată de componenta e_n, însă în urma celor analizate, în interiorul încăperii acţionează e_D, deci se va lua în considerare e_{Dm}.

Pentru determinarea lui e_{Dm}, se va utiliza relaţia

$$e_{Dm} = \frac{e_{D1} + e_{D2} + \ldots + e_{Dn}}{n}$$

în care :

$e_{D1}, e_{D2}, \ldots, e_{Dn}$ este valoarea c.i.n. în diferitele puncte ale încăperii, care se află la distanţe egale unul de altul ;

n — numărul punctelor din încăpere pentru care se determină c.i.n. minimum 5 puncte.

Pentru r, se cunoaşte relaţia

$$r = \frac{1}{1 - \rho_{im}}$$

în care

ρ_{im} este coeficientul mediu de reflexie al suprafeţelor interioare

$$\rho_{im} = \frac{S_1\rho_1 + S_2\rho_2 + \ldots + S_n\rho_n}{S_1 + S_2 + \ldots + S_n},$$

$\rho_1, \rho_2 \ldots \rho_n$ — coeficientul de reflexie al diferitelor suprafeţe

$S_1, S_2, \ldots S_n$ — suprafeţele interioare ale încăperii.

În relaţia lui e_{ri}, e_0 este determinat de valoarea c.i.n. totală, deci, $e_0 = e_1 \cdot e_2$.

Exemplu de calcul

Date constructive :

Se va determina valoarea iluminării naturale pentru un birou de lucru cu următoarele caracteristici :

L (lungimea) = 14 m, B (lăţimea) = 6 m, I (înălţimea) = 4 m.

Obstacol exterior la distanţa $D = 10$ m şi $H = 6{,}5$ m, amplasat marginal pe lungimea $L' = 7$ m. Ferestre — tip cuplate, cu lăţimea de construcţie $b = 2$ m şi înălţimea $h = 1{,}5$ m — ale căror grosimi de elemente pe lăţime $tb = 0{,}375$ m şi pe înălţime $th = 0{,}230$ m — geam obişnuit.

Coeficientul de strălucire (pentru simplificarea problemei) $K = 1$.

Tabela 1 linia I

Relația	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
e_1 %	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23
k	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
e_2 %	8	50	89,5	96,5	98,5	99	98,7	99	98,7	99	98,5	96,5	89,5	50	8
e_{2c} %	0	29	66	68,5	66	62	55,7	49,5	44,7	40	34,5	29,5	25,5	22	0
$e_{2s}=e_2-e_{2c}(1-k)$	8	50	89,5	96,5	98,5	99	98,7	99	98,7	99	98,5	96,5	89,5	50	8
$e_n' = e_1\, \tau_f \cdot K$	$23\times 0{,}3\times 1 = 6{,}9\,\% = 0{,}069$														
$e_n = e_n' \cdot e_{2s}$	0,55	3,45	6,18	6,66	6,8	6,84	6,82	6,84	6,82	6,84	6,8	6,66	6,18	3,45	0,55
$e_r' = e_1\, \tau_f\, K\, \rho_e$	$0{,}069\times 0{,}75 = 0{,}0517$														
$e_r = e_r' \cdot e_{2s}$	0,415	2,58	4,64	5	5,1	5,12	5,11	5,12	5,11	5,12	5,1	5	4,64	2,58	0,415
$e_D = e_n + e_r$	0,965	6,03	10,82	11,66	11,9	11,96	11,92	11,96	11,92	11,96	11,9	11,66	10,82	6,03	0,965
e_{Dm}	9,5														

Tabela 2 linia II

Relația	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
e_1 %	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
k	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0,81	0,81	0,8	0,81	1,81
e_2 %	22,6	49,6	76,5	89,5	95,2	97,2	98,1	98,2	98,1	97,2	95,2	89,5	76,5	49,6	22,6
e_{2c}	4	22,6	48,0	59,5	61,0	58,0	52,0	49,1	44,0	39,0	35,0	30,0	26,0	23,0	0
$e_{2s}=e_2-e_{2c}(1-k)$	22,6	49,6	76,5	89,5	95,2	97,2	98,1	98,2	98,1	97,2	88,2	83,5	71,3	45	22,6
$e_n' = e_1\, \tau_f \cdot K$	$10\times 0{,}3\times 1 = 3\,\% = 0{,}03$														
$e_n = e_n' e_{2c}$	0,678	1,488	2,3	2,69	2,86	2,92	2,94	2,942	2,94	2,916	2,646	2,505	2,139	1,35	0,678
$e_r' = e_1\, \tau_f\, K \cdot \rho_e$	$0{,}03\times 0{,}75 = 0{,}0222$														
$e_r = e_r' \cdot e_{2s}$	0,507	1,118	1,724	2,02	2,14	2,18	2,2	2,22	2,2	2,18	1,985	1,87	1,6	1,01	0,507
$e_D = e_n + e_r$	1,185	2,608	4,024	4,71	5,0	5,10	5,14	5,162	5,14	5,096	4,631	4,375	3,739	2,36	1,185
e_{Dm}	$\simeq 4$														

Pentru punctul 8

Tabela 3

Relația	I	II	III	IV	V	VI
e_1 %	23	10	5	3,5	2,5	1,8
e_2 %	99	98,2	96,4	92	88	82
e_{2c} %	49,5	49,1	48,2	46	44	41
$e_n' = e_1\, \tau_f \cdot K$	6,9	3	1,5	1,05	0,75	0,54
$e_{2s} = e_2$	99	98,2	96,4	92	88	82
$e_n = e_n' \cdot e_{2s}$	6,82	2,94	1,45	0,967	0,66	0,443
$e_r = e_n\, \rho_e$	5,12	2,22	1,08	0,723	0,495	0,332
$e_D = e_n + e_r$	11,94	5,16	2,53	1,690	1,155	0,775
$e_{D\ med}$	9,5	4	1,8	1,2	1,04	0,7
e_D	3,04					
$e_0 = e_1\, e_2$	22,8	9,82	4,8	3,2	2,2	1,47
$\dfrac{100 - e_0}{100}$	0,772	0,912	0,952	0,968	0,978	0,985
r	2					
$r - 1$	1					
$e_{ri} = \dfrac{100 - e_0}{100}\, e_{Dm}\, (r-1)$	2,34	2,78	2,9	2,94	2,97	3
$e = e_D + e_{ri}$	14,28	7,94	5,43	4,63	4,125	3,775
e_m	$\simeq 6{,}7$					
După STAS	$k_2 = 0{,}8$	$k_1 = 1$	$\tau_f = 0{,}36$	$r = 2$	$\tau_f\, k_1 k_2 = 0{,}575$	
$e_0 = e_1\, e_2$	22,8	9,82	4,8	3,2	2,2	1,47
e	13	5,6	2,8	1,84	1,26	0,84
e_m	4,223					

Obs : $k = k_1$

Nivelul suprafeței de lucru, pentru care se determină valoarea iluminării $h_1 = 1{,}5$ m.

— Iluminarea pentru birou $\tau_3 = 0{,}8$

— Coeficientul de transmisie prin sticlă $\tau_1 = 0{,}8$

— Construcția acoperișului — ferme de beton $\tau_4 = 0{,}8$

— Grosimea peretelui între ferestre G = 0,5 m

— Coeficientul de reflexie exterioară, zugrăveală albă-veche $\rho_e = 0{,}75$

— Coeficientul mediu de reflexie interioară $\rho_{im} = 0{,}5$

— Numărul de puncte de determinare — în sens transversal $n = 6$

— Distanța între puncte $a = 1$ m.

Se impun condițiile :

$$e_m = 4$$

$$\frac{N A f}{A p} = \frac{1}{5}$$

Suprafața ferestrei $Af = 2 \times 1{,}5 = 3$ m^2

Suprafața pardoselii $Ap = 14 \times 6 = 84$ m^2

Numărul de ferestre $N = \frac{Ap}{5A_f} = \frac{84}{15} = 5{,}6.$

Din punct de vedere constructiv, se adoptă $N = 5$. Se determină :

— Coeficientul de trecere a luminii prin fereastră

$$\tau_2 = 1 \frac{b \cdot th + h \cdot tb - tb \cdot th}{b \cdot h}$$

$$\tau_2 = 1 - \frac{2 \times 0{,}230 + 1{,}5 \times 0{,}375 - 0{,}230 \times 3{,}75}{2 \times 1{,}5} = 0{,}68.$$

— Coeficientul de reflexie interior

$$r = \frac{1}{1 - \rho_{im}} = \frac{1}{1 - 0{,}5} = 2.$$

— Coeficientul de reducere datorită zidurilor dintre ferestre

$$\tau_5 = \frac{Nb}{Nb - (N - 1)\,G}$$

$$\tau_5 = \frac{5 \times 2}{5 \times 2 + (5 - 1)\ 0{,}5} = 0{,}835.$$

— Coeficientul total de transmisie prin fereastră

$$\tau_f = \tau_1\, \tau_2\, \tau_3\, \tau_4\, \tau_5$$

$$\tau_f = 0{,}8 \times 0{,}68 \times 0{,}8 \times 0{,}8 \times 0{,}835 = 0{,}3.$$

Datele constructive sînt reprezentate în figura 6, iar calculul se desfășoară în forma tabelară pentru punctele obținute prin caroiajul efectuat. Ca exemplu s-au luat distanțele între puncte de 1 m.

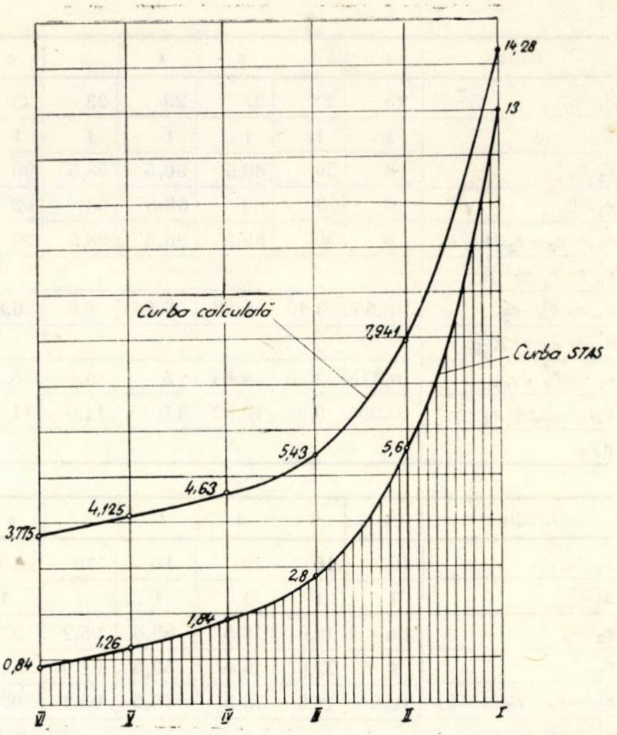


Fig. 6

Se dau ca exemplu de calcul tabela 1 și 2 pentru cele 15 puncte de pe liniile I și II, urmînd același sistem pentru următoarele linii de adîncime III ; IV ; V și VI.

În final pentru unul din rînduri, în exemplul dat în tabela 3, pentru rîndul punctelor 8, se centralizează valorile obținute, desfășurîndu-se calculul pînă la obținerea lui e, pentru fiecare punct.

În tabela 3, sub linia de limitare, se dau pentru comparație valorile lui e, obținute după relația dată de standard.

*

Discutînd rezultatele obținute se pot preciza anumite concluzii :

a — Aplicarea noilor relații elaborate, pentru calculul iluminatului natural, arată o iluminare medie de calcul mai redusă decît se obține prin metoda standardizată.

b — Prin aplicarea noilor relații, se constată o creștere a coeficientului de uniformitate a iluminării pentru diversele puncte din încăpere, aceasta modificînd esențial concepția de proiectare.

Aceasta se poate vedea și din compararea celor două curbe obținute, prin noua metodă și metoda dată de standard (fig. 6).

Se observă că în punctele unde procentul de cer vizibil este redus, componenta dată de lumina reflectată este mai mare, pe cînd lîngă fereastră este mai mică, ceea ce este mult mai rațional.

c — Prevederile actualului standard (STAS 6221-60) ca sistem de calcul și orientare în proiectare trebuie rectificate în sensul celor prezentate.

Bibliografie

[1] Solomon Z., Georgescu St. : *Proiectarea funcțională a elementelor de construcții industriale.* Editura Tehnică, București, 1964.

[2] Gusev N. M. : *Iluminatul natural al clădirilor* (trad. din l. rusă) Editura Tehnică, București 1963.

[3] Cotta N. : *Determinarea trecerii luminii prin ferestre în vederea proiectării și execuției acestora.*

Izolarea termică a conductelor

Conf. ing. N. N. Drăghici
Institutul politehnic București

CRITERII DE CALCUL

Domeniul de întrebuinţare a izolaţiilor termice este variat; în funcţie de utilizare diferă şi calculul acestora.

Calculul izolaţiei constă în determinarea grosimii necesare a stratului izolator, cunoscînd coeficientul de conductibilitate λ al materialului izolant folosit şi pierderea de căldură q admisibilă.

Pierderea admisibilă de căldură q este dictată de cerinţe de economie, de condiţii tehnologice sau de protecţia muncii.

Cînd scopul izolării este economia de combustibil, atunci materialul şi grosimea izolaţiei se alege pe consideraţii economice, comparînd costul izolaţiei şi costul căldurii (combustibilului) ce se pierde.

Cu cît izolaţia este mai groasă, cu atît pierderile de căldură sînt mai mici, dar izolaţia este mai scumpă. Determinarea celei mai economice grosimi a izolaţiei se face astfel încît cheltuielile totale anuale, raportate la metrul liniar de izolaţie, să fie minime. Aceste cheltuieli sînt formate din costul pierderilor anuale de căldură, al cotelor anuale de amortizare şi al cotelor de reparare şi întreţinere pe metrul liniar de izolaţie. Totalul pierderilor anuale poate fi deci exprimat prin următoarea relaţie:

$$C = m\,Q + (uV = nS)\,p \text{ lei/an şi m} \qquad (1)$$

în care:

Q este pierderea anuală de căldură, în kcal/m de conductă;
m — costul căldurii pierdute, în lei /kcal;
V — volumul izolaţiei, în m^3/m conductă;
u — costul stratului izolant, montat, în lei/m^3;
S — suprafaţa izolaţiei, în m^2/m de conductă;
n — costul învelişului izolaţiei, în lei/m^2;
p — cota anuală de amortizare, raportată la costul izolaţiei, în %, care de obicei se ia 10—15%.

În cazul conductelor subterane trebuie luate în consideraţie şi cheltuielile suplimentare datorate grosimii izolaţiei (sporirea gabaritului canalului, creşterea volumului săpăturilor şi al lucrărilor de refacere a pavajului străzilor etc.).

Condiţia ca cheltuielile totale să fie minime se poate scrie sub forma generală

$$\frac{\Delta C_{pc}}{\Delta\delta} + x\,\frac{\Delta C_{iz}}{\Delta\delta} = 0 \qquad (2)$$

în care:

$\Delta\delta$ este sporirea grosimii izolaţiei, în m;
ΔC_{pc} — scăderea costului pierderilor calorice, în lei/an şi metru de conductă;
ΔC_{iz} — creşterea costului izolaţiei, în lei/metru de conductă;
$x = \frac{1}{a}$ — cota anuală de amortizare raportată la costul izolaţiei;
a — durata de amortizare în ani.

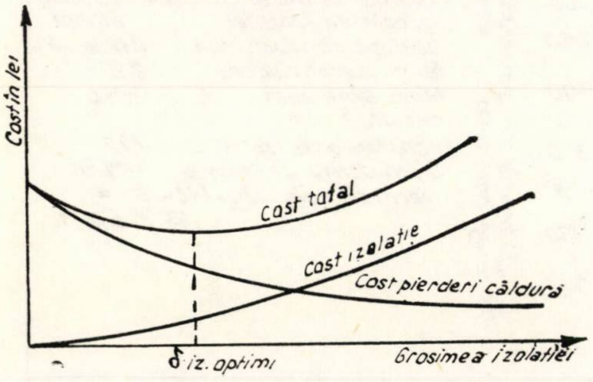


Fig. 1. Determinarea grafică a grosimii optime a izolaţiei

Practic, stabilirea grosimii optime a izolaţiei se face prin încercări, calculînd cheltuielile totale pentru cîteva grosimi de izolaţie. Cu ajutorul punctelor calculate se stabileşte graficul corespunzător pentru conducta considerată.

În figura 1 este reprezentată grafic relaţia (2). Curba C, care reprezintă variaţia cheltuielilor totale, se obţine prin însumarea ordonatelor curbelor C_{pc} şi C_{iz}. Grosimea optimă a izolaţiei corespunde minimului curbei C.

La calculul pierderilor anuale de căldură trebuie să se determine întîi pierderile specifice orare de căldură la diferenţa medie anuală (pe perioada de încălzire) dintre temperatura agentului termic şi temperatura mediului ambiant şi, apoi, aceste pierderi se înmulţesc cu numărul anual de ore de funcţionare a conductei termice.

În calculul izolaţiei, rezistenţa termică de la fluidul cald la perete şi cea a peretelui metalic se neglijează, iar temperatura θ_i a peretelui care se izolează se consideră egală cu temperatura t_f a fluidului cald.

În această ipoteză pierderea de căldură q pe oră pentru un metru liniar de conductă este dată de formula:

$$q = \frac{\pi\,(t_f - t_a)}{\dfrac{l}{2\lambda}\,\ln\dfrac{d_e}{d_i} + \dfrac{l}{\alpha_e\,d_e}} \text{ kcal/mh} \qquad (3)$$

unde:

t_f este temperatura agentului termic
t_a — temperatura medie anuală a mediului ambiant (°C)
d_i — diametrul exterior al conductei (m)
d_e — diametrul exterior al izolaţiei (m)
α_e — coeficientul de convecţie de la suprafaţa izolaţiei la aerul ambiant (kcal/m^2 h grad)
λ — coeficientul de conductibilitate al izolaţiei (kcal/m h grad).

În figura 2 este dată o diagramă pentru calculul pierderii de căldură q şi un exemplu de folosire a acestei diagrame.

Cînd cerinţele tehnologice impun o anumită temperatură la consumator, atunci pierderea de căldură q se determină plecînd de la căderea de temperatură admisibilă a agentului termic.

Determinarea grosimii izolaţiei termice, pentru realizarea unei temperaturi date la suprafaţa ei, se face în modul următor:

Pentru temperatura dată θ_e a suprafeţei izolaţiei (de regulă $\theta_e \leqslant 40°\text{C}$) se calculează temperatura medie a stratului izolant şi se ia din tabele valoarea corespunzătoare a coeficientului de conductibilitate λ. Cu aceste valori se determină grosimea izolaţiei din ecuaţia:

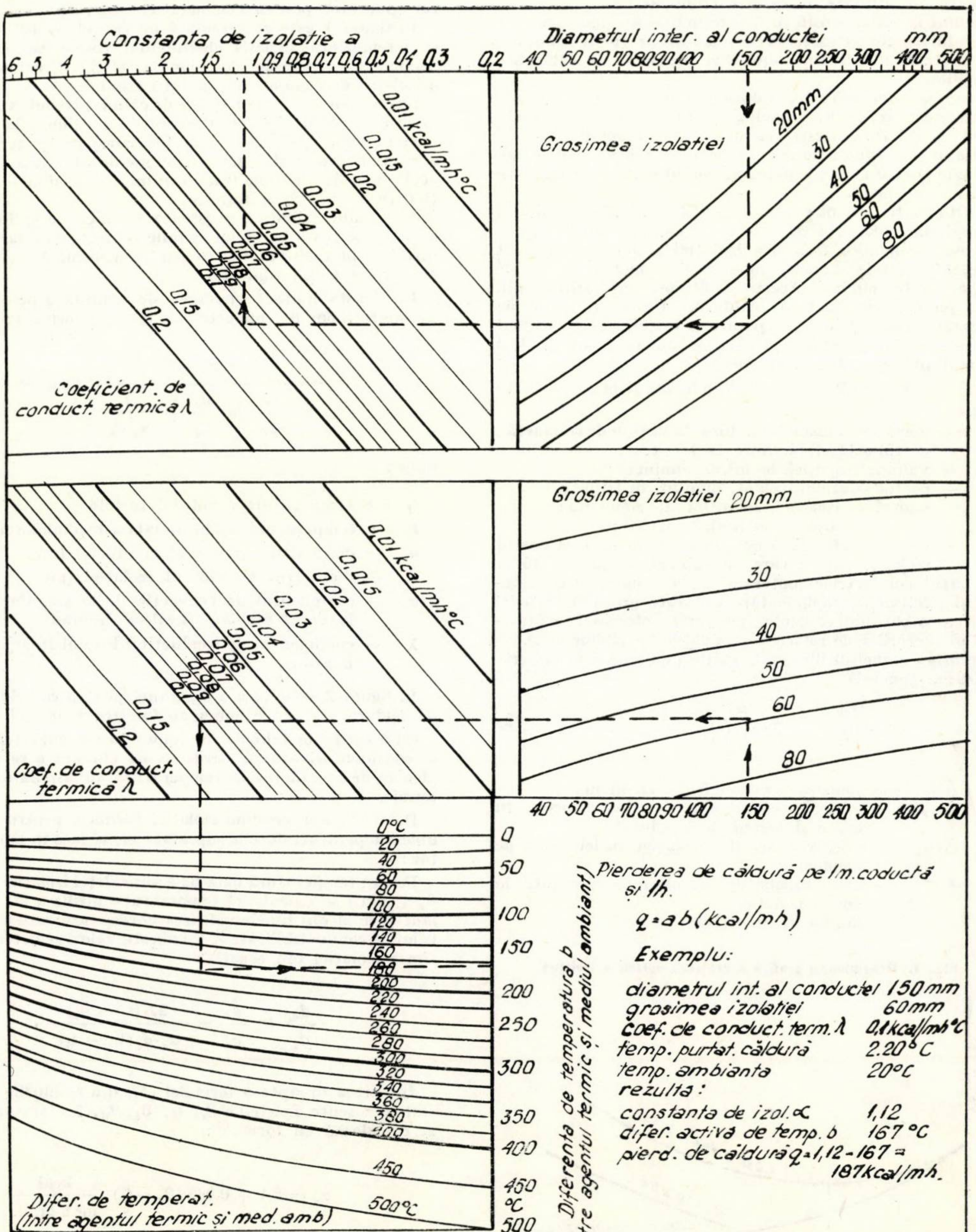
$$\frac{d_e}{d_i}\,\ln\frac{d_e}{d_i} = \frac{2\lambda\,(t_f - \theta_e)}{\alpha_e\cdot d_i\,(\theta_e - t_a)}. \qquad (4)$$

În partea dreaptă a formulei (4), din condiţiile de calcul, sînt cunoscute mărimile d_i, t_f, θ_e, t_a, λ, iar valoarea α_e se calculează cu formula:

$$\alpha_e = 8{,}1 + 0{,}045\,(\theta_e - t_a)\ \frac{\text{kcal}}{\text{m}^2\text{ h grad.}}$$

Această formulă este valabilă pentru conductele calde, montate în interior şi avînd temperaturi pînă la 150° pe suprafaţa izolaţiei.

Fig. 2. Nomogramă pentru calculul pierderilor de căldură la conducte izolate



Pentru conducte situate în aer liber, valorile coeficientului α_e în funcţie de viteza aerului şi de forma şi dimensiunile obiectului se pot lua după cum urmează :

Caracteristica obiectului	α_e kcal/m² h grad la viteza aerului m/s egală cu		
	5	10	15
Suprafeţe cilindrice cu diametrul $\leqslant 1$ m	18	25	30
Suprafeţe plane şi suprafeţe cilindrice cu diametrul > 1 m	20	30	40

Astfel se determină mărimea $\frac{d_e}{d_i}\ ln\ \frac{d_e}{d_i}$ apoi valoarea raportului $\frac{d_e}{d_i}$ şi prin urmare grosimea izolaţiei :

$$\delta = \frac{d_e - d_i}{2}.$$

Valoarea obţinută pentru δ este aproximativă. Este necesar să se verifice valoarea dată pentru θ_e. Dacă valoarea obţinută din calculul de verificare diferă de valoarea dată pentru θ_e cu mai mult de un grad, este necesar să se repete calculul introducînd în formula (4) valoarea lui θ_e, rezultată din calculul de verificare. Calculul se repetă pînă ce această diferenţă va fi egală sau mai mică de 1°C (practic se admite o diferenţă pînă la 2—3%). În acest caz valoarea determinată pentru δ este valoarea căutată.

Trebuie menţionat că pierderile de căldură ale conductelor izolate nu se micşorează proporţional cu grosimea izolaţiei. Aceasta se explică prin faptul că în timp ce rezistenţa termică a stratului izolator creşte cu grosimea izolaţiei, rezistenţa termică la trecerea căldurii de la suprafaţa izolaţiei în mediul exterior se micşorează prin creşterea suprafeţei (grosimii izolaţiei). De exemplu, o conductă cu diametrul de 12,7 mm neizolată pierde 50 kcal/m h, iar prin izolare cu un material avînd $\lambda = 0{,}223$ kcal/m h grad, pierderile cresc atingînd un maximum pentru $d_e = 39$ mm ($\delta = 13{,}1$ mm) şi apoi scad şi devin egale cu pierderile conductei neizolate abia cînd $d_e = 150$ mm ($\delta = 68$ mm).

Diametrul la care corespund pierderile maxime se numeşte diametrul critic al izolaţiei, iar valoarea lui se determină din criteriul Biot :

$$\frac{\alpha_e \cdot d_{cr}}{\lambda} = Bi_{cr} = 2 \tag{5}$$

de unde :

$$d_{cr} = \frac{2\lambda}{\alpha_e}. \tag{6}$$

Din cele de mai sus rezultă că pentru a evita grosimi prea mari ale izolaţiei, în special la conductele cu diametre mici, trebuie să se folosească cele mai eficace materiale izolate. În caz contrar, prin izolare, cu o grosime mai mică decît δ_{cr}, pierderile de căldură nu se vor micşora, ci vor creşte.

Determinarea grosimii stratului izolant, la care fluxul de căldură prin izolaţia termică este egal cu fluxul de căldură prin ţeava neizolată, se obţine rezolvînd ecuaţia :

$$1 + \frac{d_e}{d_{cr}}\ ln\ \frac{d_e}{d_i} = \frac{d_e}{d_i}. \tag{7}$$

Evident că reducerea pierderilor de căldură prin izolare, la o valoare mai mică decît în cazul ţevii neizolate, este posibilă numai la respectarea inegalităţii :

$$1 + \frac{d_e}{d_{cr}}\ ln\ \frac{d_e}{d_i} > \frac{d_e}{d_i}. \tag{8}$$

Relaţia (7) se obţine egalînd expresia fluxului de căldură pentru conducta izolată cu fluxul de căldură pentru conducta neizolată şi ţinînd seamă de relaţia (6).

MATERIALE ŞI PROCEDEE CLASICE DE IZOLARE

La alegerea materialelor pentru izolaţie trebuie să se ţină seamă nu numai de coeficientul de conductibilitate şi de cost, ci şi de rezistenţa mecanică, de higroscopicitatea şi de temperatura pe care o poate suporta izolaţia.

Termoizolaţiile clasice utilizate la conducte şi aparate se pot clasifica în :

a) Termoizolaţii cu materiale rigide, care se execută utilizînd plăci, cochilii şi segmenţi din : diatomit confecţionat în cochilii şi segmenţi; cărămizi din diatomit; plăci de plută; plăci de plută expandată; cochilii şi segmenţi din plută; plăci din sticlă spongioasă.

b) Termoizolaţie cu materiale plastice care se execută utilizînd masă de diatomit sau magneziu.

c) Termoizolaţie cu materiale flexibile, care se execută utilizînd : vată de sticlă, vată minerală, pîslă minerală, vată de piatră.

Cea mai folosită metodă de izolare a conductelor este metoda cu rogojini din vată de sticlă sau pîslă minerală cusute pe carton ondulat sau pe plasă de sîrmă (rabiţ).

Rogojinile se leagă pe conductă cu plasa de sîrmă sau cartonul ondulat spre exterior, rostul fiind montat spre partea inferioară a conductei.

Marginile rogojinilor trebuie bine apropiate între ele, creînd corp comun, iar marginile rabiţului se leagă între ele cu sîrmă moale galvanizată.

Vata de sticlă are coeficientul de conductibilitate $\lambda = 0{,}04$ kcal/m h grad şi se poate folosi pentru agenţi termici cu temperaturi pînă la 300°C.

Pîsla minerală are coeficientul de conductibilitate $\lambda = 0{,}07$ kcal/m h grad şi poate fi folosită pentru temperaturi pînă la 400°C.

Rogojinile din vată de sticlă sau pîslă minerală cusute pe carton ondulat se pot folosi la agenţi termici cu temperaturi pînă la 100 °C. La temperaturi mai mari sînt indicate rogojinile din vată de sticlă sau pîslă minerală cusute pe plasă de sîrmă (rabiţ).

Pentru montarea materialului termoizolant şi pentru a se asigura o repartiţie omogenă a materialului izolant, pe întreaga suprafaţă izolată, se utilizează pinteni (distanţieri) şi mustăţi de diverse forme şi dimensiuni.

Termoizolaţia trebuie protejată împotriva agenţilor extern ca umiditate, trepidaţii etc. În această privinţă are importanţă

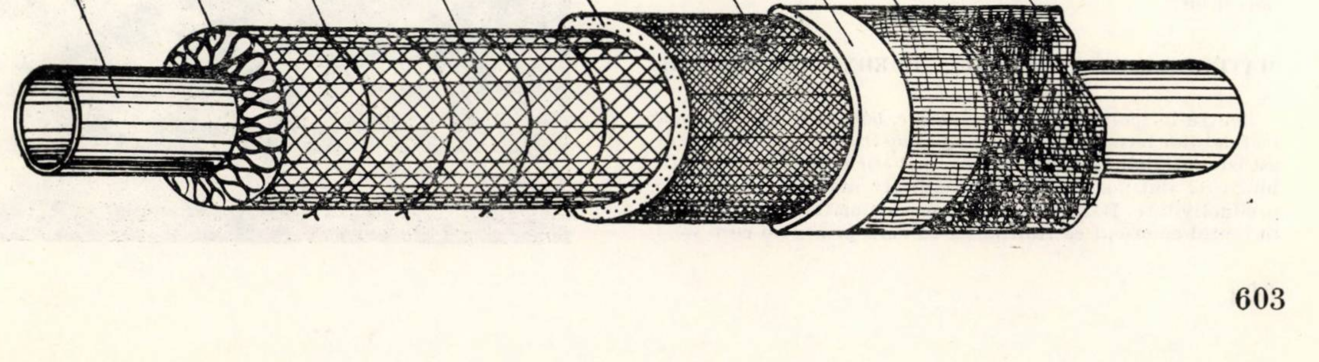


Fig. 3. Izolarea conductelor cu rogojini de vată de sticlă sau pîslă minerală

1. conductă ; 2. termoizolaţie (vată de sticlă sau vată de zgură) ; 3. inele de fixat termoizolaţia ; 4. plasă rabiţ ; 5. tencuială cu ipsos, rumeguş şi clei ; 6. armare cu tifon, pînză de iută sau rabiţ la 1/3 de la faţa finită ; 7. tencuială cu ipsos, rumeguş şi întîrzietor de priză (clei) ; 8. glet de ipsos ; 9. vopsea

locul unde este amplasată conducta : în aer liber (exterior), în interiorul unei încăperi sau în canal.

Pentru conducte așezate în interior, ferite de umiditate excesivă și de trepidații, protejarea termoizolației se face aplicînd peste plasa de sîrmă o tencuială de protecție din ipsos amestecat cu rumeguș și clei (ca întîrzietor de priză) în grosime de 10 mm. Tencuiala se vopsește cu vopsea de ulei (fig. 3).

Pentru evitarea fisurilor tencuiala se armează cu tifon, pînză de iută sau plasă de sîrmă galvanizată.

Armarea se face la 1/3 de la fața finită a tencuielii, după care tencuiala se completează la grosimea cerută.

Armarea cu tifon sau pînză de iută se face pe tencuiala umedă astfel ca mortarul să pătrundă prin pînză.

La conductele montate în exterior sau în atmosferă cu mare umiditate sau în canale cu pericol de infiltrare a apei, protejarea se face aplicînd peste tencuiala de ipsos un strat de carton asfaltat legat din 15 în 15 cm cu inele de sîrmă galvanizată.

La conductele magistrale montate în exterior, protejarea termoizolației se face cu tablă neagră vopsită sau cu tablă galvanizată, aplicată peste tencuiala de ipsos.

Pentru a proteja termoizolația împotriva infiltrării apei, suporții și suspensiile conductelor trebuie izolate oriunde este posibilă o astfel de infiltrație. Izolarea acestora se execută o dată cu izolarea conductei.

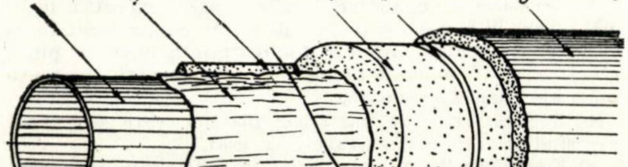


Fig. 4. Izolarea conductelor cu cochilii prefabricate din diatomit: 1. conductă; 2. strat de aderență din diatomit; 3. cochilie inferioară; 4. cochilie superioară; 5. sîrmă zincată Ø 2 mm din 20 în 20 mm; 6. înveliș de protecție cu masă diatomit sau ipsos

Înainte de aplicarea materialului termoizolant pe conducte sau aparate, este esențial ca suprafața acestora să fie curată și uscată. Suprafața trebuie curățată de noroi, rugină etc., cu peria de sîrmă. Pentru înlăturarea petelor de grăsime se vor utiliza solvenți sau detergenți. Apoi suprafața conductei se vopsește cu două straturi de minium de plumb.

Este interzisă aplicarea termoizolației pe suprafețe umede sau în condiții de ger.

Lucrările de izolare se execută numai după efectuarea probelor de presiune și de funcționare a conductelor.

La conducte cu diametre mici nu este necesară armarea, atunci cînd conductele sînt orizontale.

La conducte cu diametre mari, aparate, vase etc., se face armarea termoizolației înfășurînd-o cu inele din sîrmă galvanizată de 3 mm și cu mustăți din sîrmă galvanizată de 2 mm, prinse pe inele din sîrmă de Ø 3 mm, care la rîndul lor sînt strînse pe corpul conductei, la distanță de 50 cm între ele, distanța între mustăți fiind de 30 cm.

O altă metodă clasică utilizată constă în izolarea cu cochilii prefabricate din diatomit (fig. 4).

Acest mod de izolare se realizează astfel: peste conducta curățată se aplică mai întîi un strat de aderență peste care se așază cele două cochilii prefabricate (una superioară și alta inferioară); cochiliile se fixează cu inele din sîrmă zincată, iar în exterior se aplică un strat de protecție din diatomit sau ipsos.

MATERIALE ȘI PROCEDEE MODERNE DE IZOLARE

Pentru termoizolația acoperișurilor, halelor industriale și a instalațiilor termice, în țările larg industrializate, se utilizează astăzi materiale noi, mai ușoare, mai eficiente și incombustibile, care sînt puse în operă cu mijloace industriale, de mare productivitate. Baza de creare a acestor materiale noi constă în faptul cunoscut că transmisia căldurii printr-un corp solid este cu atît mai redusă, cu cît acel corp are o porozitate mai mare, deci cu cît el este mai ușor.

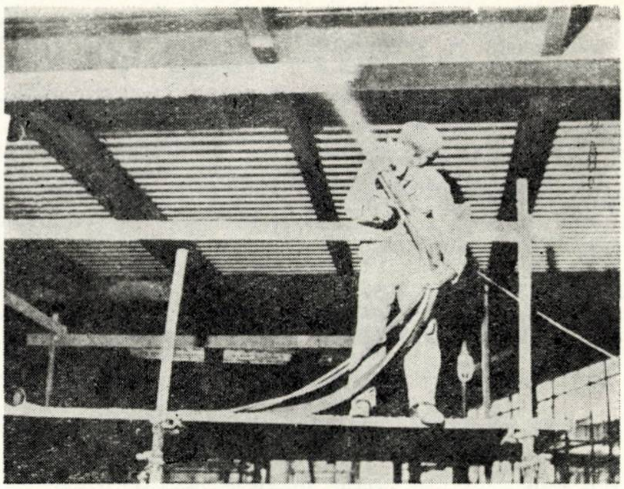


Fig. 5. Izolarea acoperișului unei hale prin procedeul Limpet

Materialele utilizate în străinătate ca masă termoizolatoare sînt : pluta expandată și granulată, polistirenul expandat și granulat, fibrele de macroazbest și o serie întreagă de alte materiale plastice semicondensate, care se spongiază la locul de întrebuințare.

Procedeul românesc „Fibromin" folosește ca masă termoizolatoare un amestec de fibre minerale din zgură de furnal și microazbest granulat pulverulent de calitatea obținută în exploatarea zăcămintelor de azbest din țara noastră.

Ca liant de aglomerare, acrosaj și întărire a masei termoizolatoare se utilizează ciment și emulsie de acetat de polivinil.

Cimentul poate fi adăugat prin amestec la masa termoizolatoare sau prin amestec direct în jetul de împroșcare prin transport pneumatic. În cazuri speciale se adaugă în apa de hidratare un accelerator de priză în proporție de 2—3% din greutatea cimentului.

Dozajul amestecurilor depinde de fibrizația și granulația materialelor, de natura lianților și de scopul izolației.

Pentru exemplificare, una din rețetele posibile este următoarea :

— Vată minerală, circa 100 kg; fibre de diatomit etc., 5—20 kg (după scopuri); liant mineral, 5—30 kg ciment normal (după rigiditatea cerută izolației de solicitările mecanice); liant organic în emulsie apoasă, circa 2—7%, raportat la greutatea materialelor solide. La acestea se mai poate adăuga, după caz, un accelerator de priză, un antrenor de aer, plastifianți (circa 0,1—0,2%) sau coloranți.

Modul de preparare și aplicare prin împroșcare a mortarelor ușoare se desfășoară în principiu după următoarea tehnologie :

Vata minerală brută, neaglomerată, provenită de la fabricile producătoare, este trecută mai întîi printr-un dispozitiv de defibrare care alimentează direct o suflantă transportoare pneumatică. Aceasta transportă pneumatic, printr-un furtun flexibil, scamele de vată minerală pînă la pistonul de împroș-

Fig. 6. Conducte izolate

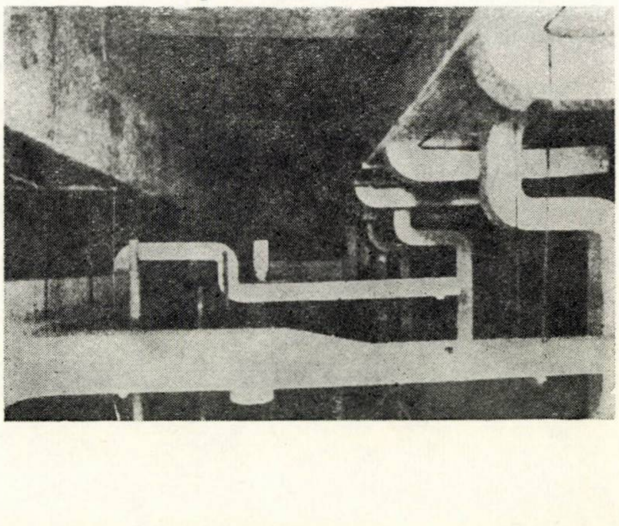


Tabela 1

Nr. crt.	Sistemul	Densitatea aparentă în operă (kg/m³)	Coeficientul de conductibilitate termică (kcal/m h °C)	Compoziția în % din greutate
1	„Fibromin" România 1964	200 400	0,04–0,045	55–80 % fibre de zgură furnal tocate 4–16 % ciment 4–8 % acetat de p.v. 4–8 % apă
2	LIMPET Turners Asbestes Cement Co Ltd Manchester Anglia 1958	120–200	0,043	85 % fibre de azbest selecționate 10 % ciment aluminos 4% apă accelerator priză
3	SILBESTOS Sprayed Insulation Ltd Londra Anglia 1960 (Echivalent R.F.G., Norda Spritzasbest)	130–200 250–300	0,037 0,040	90 % fibre de azbest colorate, circa 4 % aderent primar aplicat pe suprafața de tratat cu pensula (o emulsie de bitum) 6 % apă, colorant albastru
4	ASBESTOSPRAY Anglia 1955	120–200 250–300	0,040–0,045	(aproxim. ca la poz. 2 Limpet) cu un ciment normal

care. Înainte sau după suflantă, se găsește un dozator care introduce atît adaosul mineral fibro-granulat (diatomit etc.) cît și liantul mineral (ciment obișnuit, refractar etc.), care se amestecă cu scamele de vată minerală și sînt transportate în interiorul pistonului de împroșcare. Aici, amestecul uscat de agregate ușoare și liant mineral (scame de vată minerală, filerul diatomit și cimentul) este preluat de un jet de aer sosit în tub la presiunea de 4–6 atm, la care se adaugă sub formă pulverizată liantul lichid de emulsie apoasă de polimeri și adaosul necesar de apă de hidratare aduse prin racorduri flexibile. Totul este preluat de jetul de aer și trecut printr-un dispozitiv de omogenizare dispus la gura pistolului de împroșcare. Amestecul astfel dozat este proiectat cu putere (torcretat) pe suprafața elementelor ce trebuie izolate, de care se acroșează și se întărește formînd o izolație ușoară, continuă și rezistentă la solicitări mecanice și ușor de întreținut.

În tabela 1 sînt indicate caracteristicile principalelor sisteme de izolare, aplicate prin metoda împroșcării.

În figura 5 este arătată izolarea acoperișului unei hale prin procedeul „Limpet", iar în figura 6 se văd mai multe conducte izolate printr-un procedeu asemănător.

Sistemul românesc „Fibromin" a fost experimentat în faza pilot cu rezultate foarte bune și este în curs de aplicare la scară industrială. Etapele de execuție ale sistemului „Fibromin" sînt următoarele:

Printr-o repriză de trecere a pistonului de împroșcare se poate realiza un strat de 2–8 mm grosime. Întărirea stratului de termoizolație începe după caz la 1/2–3 ore de la împroșcare, iar uscarea lui se face în timp de 2–6 zile. Orice nouă repriză de lucru se poate repeta la 1–2 ore de la repriza precedentă.

Aplicarea prin împroșcare (șprițuire sau torcretare) a termoizolației se face pe orice suprafață de metal, beton, zidărie și tencuială, lemn sau orice alte materiale de construcție.

Această metodă este mult mai economică decît sistemele clasice, mai ales în cazul unor suprafețe curbe, ondulate, rugoase sau des întrerupte.

Procesul de aplicare a termoizolației este complet mecanizat în timp ce sistemele clasice necesită manoperă de croială, lipire, armare etc. În plus, sistemul prin împroșcare nu mai necesită lucrări auxiliare de susținere și protecție a izolației.

Procedeul „Fibromin" poate fi aplicat la izolare termică, la izolare acustică și la izolare contra incendiului. Toate materialele necesare se produc în țara noastră.

Din calculele economice comparative făcute de autori * rezultă că izolarea acoperișului unei hale industriale, prin procedeul „Fibromin", revine mai ieftină cu aproximativ 80 % decît procedeele clasice.

---

* Autorii procedeului Fibromin sînt: ing. N. Zamfirescu, ing. V. Luca și ing. A. Eckart

Bibliografie

[1] * * *: Cahiers du centre scientifique et technique du batiment, nr. 63, august 1963, caietul 521 – Paris.
[2] * * *: Der Bauingenieur, Berlin, Ed. Springer, septembrie 1965.
[3] * * *: Deutsche Bauzeitschrift, München, nr. 2, 1963.
[4] Goleand M. M.: *Calculul și încercarea izolației termice*, București, Ed. Tehnică, 1963.
[5] Kopiev S. F.: *Alimentarea cu căldură*, București, Ed. Tehnică, 1957.
[6] * * *: Industrial Architecture, Londra, Febr. 1964.
[7] Sufrin I., Saxone A., Stoica C.: *Izolațiile în construcții – Baze teoretice – Materiale – Proiectare*, București, Ed. Tehnică, 1956.

Cuptorul ciclon și perspectivele aplicării sale în industria silicaților

Ing. C. Bilcescu

1. FOCARUL CICLON – PUNCTUL DE PLECARE AL CREĂRII CUPTORULUI CICLON

Tendința realizării unor focare cu ardere intensificată a combustibililor solizi, cît și necesitatea creării unor focare proprii pentru arderea cărbunilor cu zgură ușor fuzibilă a impus folosirea focarelor cu evacuare lichidă a zgurii. Acestea au fost realizate în forma focarelor ciclon, caracterizate prin organizarea procesului de combustie într-un flux elicoidal al amestecului aer-particule de combustibil, forța centrifugă care acționează asupra particulelor imprimîndu-le o mișcare transversală față de fluxul de gaze și asigurînd astfel atît amestecarea lor cu aerul comburant, cît și separarea din sistem a particulelor de zgură lichidă rezultate după combustie, prin depunerea lor pe pereții focarului.

Focarele ciclon au fost realizate în diverse variante constructive şi funcţionale, deosebindu-se două tipuri de bază : focarul ciclon orizontal, avînd o formă cilindrică cu axa orizontală sau înclinată în sensul scurgerii zgurii, şi focarul ciclon vertical, avînd axa verticală.

Aerul secundar este introdus în focar tangenţial, iar combustibilul cu aerul primar este insuflat fie tangenţial, fie secant, fie axial.

Focarele ciclon s-au evidenţiat printr-o intensificare deosebită a procesului de combustie, rezultînd încercări termice volumetrice de 10—40 ori mai mari decît la focarele obişnuite şi gabarite reduse pentru puteri unitare mari. Eficacitatea termică a acestor focare este ridicată datorită asigurării unei combustii complete la excese mici de aer (1,05...1,10) cît şi datorită pierderilor de căldură reduse în mediul ambiant (5—15 %). Întreaga cantitate de cenuşă a combustibilului este transformată în zgură lichidă, asigurîndu-se un grad ridicat de reţinere a acesteia în interiorul ciclonului (75—95 %).

Avantajele arătate au asigurat o dezvoltare şi o răspîndire foarte rapidă a acestor cicloane energetice, sute de astfel de instalaţii fiind în prezent exploatate industrial în U.R.S.S., S.U.A., R.F.G. şi alte ţări.

2. APLICAŢII TEHNOLOGICE ALE FOCARULUI CICLON

Performanţele deosebite obţinute cu focarele ciclon au constituit un imbold pentru efectuarea unor multiple cercetări în vederea creării unor cuptoare tehnologice bazate pe acelaşi principiu.

Pe această linie s-au realizat cuptoare ciclon pentru prăjirea şi topirea unor minerale şi concentrate pentru industria metalurgică feroasă şi neferoasă, cuptoare de topire pentru defluorurarea fosforitelor, cuptoare de topire pentru produs sticlă etc.

Cercetările efectuate în vederea dezvoltării cicloanelor tehnologice au condus la găsirea unor soluţii proprii faţă de cicloanele energetice, datorită condiţiilor funcţionale diferite : cantitatea de topitură rezultată întrece de multe ori cantitatea de zgură lichidă formată în cicloanele energetice şi de asemenea temperatura de topire a materialului este deseori mai ridicată decît cea a zgurii.

Cicloanele tehnologice s-au dezvoltat pînă în prezent exclusiv sub forma de cicloane verticale adaptate cu diverse sisteme în vederea asigurării unei topiri uniforme a materialului alimentat, cît şi a evacuării în bune condiţii a topiturii, fără formarea de lipituri locale.

Căptuşelile refractare clasice s-au dovedit necorespunzătoare în cazul cuptoarelor ciclon. Rezultate bune se obţin cu o căptuşeală formată din însuşi materialul topit în ciclon prin solidificarea acestuia pe pereţii metalici ai ciclonului, pereţii fiind prevăzuţi cu un sistem exterior de răcire intensivă.

Productivităţile specifice obţinute la cuptoarele ciclon sînt foarte ridicate (2—4 t/m^{3}h), valori care întrec de zeci de ori productivităţile specifice ale cuptoarelor clasice. Corespunzător, şi încărcările termice întrec de zeci de ori pe cele ale instalaţiilor obişnuite (5 — 10 × 10^6 kcal/m^{3}h faţă de 0,2 — — 0,3 × 10^6 kcal/m^{3}h).

Indicii specifici ridicaţi ai cuptoarelor ciclon permit reducerea considerabilă a gabaritului instalaţiilor cît şi mărirea productivităţii unitare.

Utilizarea căldurii în cuptoarele ciclon este influenţată esenţial de faptul că transferul de căldură de la gaze la material se face în echicurent, respectiv gazele părăsesc cuptorul cu o temperatură superioară temperaturii tehnologice necesare pentru topirea materialului în cuptor, deseori 1 400...1 500°C.

În tabela 1 este redat după Sidelcovschi şi Şurîghin [2] bilanţul termic al unui cuptor ciclon pentru defluorurarea fosforitelor. Productivitatea cuptorului este de 170 t/24 h, iar temperatura gazelor evacuate 1 500°C, combustibilul folosit fiind păcura.

Valorile exprimate în kcal/kg au fost calculate de noi din valorile în kcal/h şi productivitatea instalaţiei, date de autorii citaţi.

Din acest bilanţ se constată că 64,7 % din căldura intrată cu combustibilul şi cu aerul preîncălzit iese din cuptor cu gazele evacuate la 1 500°C.

Se remarcă însă valoarea redusă a căldurii ieşite prin pereţii ciclonului, 11,7 % din aportul total de căldură.

Tabela 1

Bilanţul termic al unui cuptor ciclon, pentru defluorurarea fosforitei

Specificaţie	(10^6 kcal/h)	(%)	(kcal/kg)
I. Căldura intrată			
1. Căldura de ardere a păcurii	11,8	88,5	1 670
2. Căldura fizică a aerului preîncălzit	1,49	11,1	210
3. Căldura fizică a păcurii	0,06	0,4	8
Total căldură intrată	13,35	100,0	1 888
II. Căldura ieşită			
1. Căldura ieşită cu topitura	2,68	20,1	380
2. Căldura ieşită prin pereţii ciclonului	1,58	11,7	223
3. Căldura gazelor evacuate	8,62	64,7	1 218
4. Pierderi de căldură cu materialul antrenat	0,47	3,5	67
Total căldură ieşită	13,35	100,0	1 888

Din cele arătate rezultă importanţa folosirii căldurii gazelor evacuate, în special cînd combustibilul are o pondere însemnată în preţul de cost.

Cu recuperatoarele de căldură clasice, reintroducerea în proces a căldurii gazelor evacuate prezintă dificultăţi, deoarece în cazul preîncălzirii aerului de combustie la temperaturi peste 400...600°C, diferenţa de temperatură dintre gazele încălzitoare şi aerul preîncălzit scăzînd, eficienţa unei măriri suplimentare a schimbătorului de căldură scade sub limita economică.

În prezent, s-au realizat instalaţii energo-tehnologice cu cicloane, în care căldura gazelor evacuate din ciclonul tehnologic este recuperată parţial pentru preîncălzirea aerului de combustie şi parţial pentru producerea de abur.

Această soluţie nu este însă mulţumitoare, tendinţa energeticii moderne fiind de a crea unităţi energetice mari, independente de procesele tehnologice.

Folosirea energo-tehnologică a căldurii a început să fie aplicată acum 4 decenii şi în industria cimentului, dar a fost părăsită în urma perfecţionării recuperatoarelor de căldură care reintroduc căldura în procesul tehnologic.

Şi în domeniul cuptoarelor ciclon se poate prevedea o evoluţie asemănătoare, o problemă importantă în perfecţionarea acestor cuptoare fiind crearea unor recuperatoare de căldură adecvate.

3. PERSPECTIVELE APLICĂRII CUPTORULUI CICLON ÎN INDUSTRIA SILICAŢILOR

În prezent, cel mai important produs din industria silicaţilor, fabricat prin topire, este sticla şi de aceea, în cele ce urmează, ne vom referi în special la aceasta. Topirea constituie însă o fază tehnologică la producerea vatei minerale şi a bazaltului topit, iar pentru viitor se preconizează fabricarea prin topire şi a porţelanului cît şi a clincherului de ciment.

Sticla se produce în prezent în cea mai mare parte în cuptoare vană. Transferul de căldură în aceste cuptoare se face în special prin radiaţia gazelor calde, parţial prin intermediul bolţii, către materialul topit aflat în vană.

Pentru a evidenţia avantajele aplicării cuptorului ciclon la fabricarea sticlei, vom analiza în prealabil bilanţul termic al unui cuptor vană. În tabela 2 este redat bilanţul termic global optim obţinut în urma cercetărilor efectuate de I.P.C.M.C. în colaborare cu fabrica de geamuri Scăeni, în anul 1965. Valorile din bilanţ sînt raportate la 1 kg topitură şi procentual.

Consumul specific global de combustibil obţinut este de 3 490 kcal/kg. Partea din acest consum care se referă exclusiv

Tabela 2

Bilanţul termic global al unui cuptor vană pentru produs sticlă

Specificaţie	(kcal/kg st)	(%)
I. Căldura intrată		
1. Căldura intrată cu combustibilul	3 490	97,00
2. Căldura sensibilă a combustibilului, aerului şi materiilor prime	98	3,00
Total căldură intrată	3 588	100,00
II. Căldura ieşită		
1. Căldura de formare a sticlei	145,00	4,05
2. Căldura pentru evaporarea apei din amestec	24,00	0,67
3. Căldura conţinută de masa de sticlă la ieşirea din cuptor	278,00	7,72
4. Căldura pierdută cu gazele de combustie evacuate	1 150,00	32,10
5. Căldura sensibilă a produselor de degazare evacuate	23,30	0,65
6. Căldura sensibilă a vaporilor de apă din aerul de combustie şi din apa tehnologică	17,70	0,49
7. Pierderi în mediul ambiant (prin pereţi şi prin radiaţia orificiilor)	1 521,00	42,25
8. Căldura pierdută în camera de lucru	184,00	5,17
9. Diferenţa de bilanţ	245,00	6,90
Total căldură ieşită	3 588,00	100,00

la zona de topire este de 3 150 kcal/kg, valoare care nu este mult superioară indicilor optimi mondiali pentru acest tip de cuptoare, 2 800—3 000 kcal/kg.

Analiza bilanţului evidenţiază randamentul termic foarte scăzut al acestui cuptor, capitolele din bilanţ care reprezintă căldura utilă (căldura de formare, căldura pentru evaporarea apei din amestec şi căldura conţinută de masa de sticlă la ieşirea din cuptor) însumînd 12,44 %.

Cel mai important capitol de pierderi de căldură îl constituie pierderile în mediul înconjurător (prin pereţii cuptorului şi prin radiaţia orificiilor) care reprezintă 42,25 %, respectiv de 3,5 ori mai mult decît căldura utilă.

Această pierdere de căldură nu poate fi evitată, fiind proprie acestui sistem de cuptor, datorită suprafeţei specifice mici de transfer de căldură de la gaze la material, respectiv a productivităţii specifice foarte reduse şi în consecinţă a gabaritelor foarte mari ale cuptorului.

Al doilea capitol important de pierderi de căldură este constituit de căldura pierdută cu gazele de combustie evacuate, reprezentînd 32,10 % adică de 2,5 ori mai mult decît căldura utilă. Atragem atenţia că aceste valori reprezintă căldura gazelor care părăsesc regeneratorul după recuperarea parţială a căldurii prin preîncălzirea aerului la 1 000°C.

Căldura ieşită din cuptor cu gazele de combustie este direct proporţională cu consumul specific de combustibil şi aproape proporţională cu coeficientul excesului de aer de combustie. Recuperarea suplimentară a căldurii gazelor de ardere nu mai oferă posibilităţi importante, aerul de combustie, principalul purtător de căldură cu care se poate reintroduce în cuptor căldura recuperată, fiind deja în prezent preîncălzit la o temperatură ridicată.

Rezultă că, pentru micşorarea pierderilor de căldură cu gazele evacuate, trebuie acţionat în primul rînd prin micşorarea celorlalte pierderi de căldură şi, în special, asupra celor mai importante, respectiv a pierderilor în mediul ambiant.

În ceea ce priveşte coeficientul excesului de aer, la cuptorul cercetat, acesta a fost de 1,27 deci prezintă posibilităţi de a fi micşorat, totuşi trebuie menţionat că arzătoarele folosite la cuptoarele vană necesită, prin modul lor de funcţionare (fără preamestecarea combustibilului cu aerul), un coeficient al excesului de aer mai ridicat decît al altor tipuri de arzătoare.

Deziderattul obţinerii unor productivităţi specifice ridicate şi al funcţionării cu un coeficient mic al excesului de aer este îndeplinit de cuptorul ciclon şi, în mai multe ţări, sînt în curs cercetări în vederea adaptării şi perfecţionării acestui tip de cuptor pentru producerea sticlei.

În cele ce urmează vom da un calcul estimativ privind consumul specific de combustibil posibil de realizat cu un cuptor ciclon pentru topit sticlă, prevăzut cu un recuperator al căldurii gazelor evacuate, căldura recuperată fiind reintrodusă în cuptor cu aer de combustie.

Premisele de calcul sînt următoarele :

a) Căldura de formare a sticlei se ia egală cu cea dată în bilanţul termic real din tabela 2, respectiv 145 kcal/kg st.

b) Temperatura sticlei topite şi a gazelor de ardere la ieşirea din cuptorul ciclon se ia 1 400°C. Căldura specifică medie a masei de sticlă fiind egală cu 0,315 kcal/kg st, entalpia masei sticloase este 441 kcal/kg st.

c) Căldura sensibilă a produselor de degazare la 1 400°C se ia 62 kcal/kg st.

d) Pierderile de căldură în mediul ambiant se iau egale cu cele date în bilanţul termic real al cuptorului ciclon dat în tabela 1, respectiv 223 kcal/kg st.

e) Combustibilul folosit — gaz metan cu puterea calorică inferioară de 8 550 kcal/Nm^3.

f) Coeficientul excesului de aer $\alpha = 1,10$.

Entalpia gazelor de combustie la 1 400°C exprimată în kcal/Nm^3CH_4 este $Q_{gc}^{1400} = 6\,100$.

Căldura reintrodusă în cuptor cu aerul de combustie preîncălzit cu recuperatorul de căldură (debitul specific de aer fiind $1,10 \times 9,52 = 10,47$ Nm^3/Nm^3CH_4) are următoarele valori în funcţie de temperatura de preîncălzire :

temperatura de preincălzire a aerului (°C)	Q_a, căldura conţinută de aerul preîncălzit (kcal/Nm^3CH_4)
300	980
400	1 330
500	1 690
600	2 040
700	2 410
800	2 770
1 000	3 540

Notînd cu X consumul specific de gaz metan în Nm^3/kg st., bilanţul termic al cuptorului ciclon exprimat în kcal/kg sticlă este :

I. Căldura intrată	
1. Căldura intrată cu combustibilul	$8\,550\ X$
2. Căldura intrată cu aerul preîncălzit	$Q_a\ X$
Total căldură intrată	$(8\,550 + Q_a)\ X$

II. Căldura ieşită	
1. Căldura de formare a sticlei	145
2. Căldura conţinută de masa de sticlă la ieşirea din cuptor	441
3. Căldura sensibilă a produselor de degazare evacuate	62
4. Căldura ieşită cu gazele de combustie la 1 400°C	$Q_{gc}^{1400}\ X$
5. Pierderi de căldură în mediul ambiant	223
Total căldură ieşită	$871 + Q_{gc}^{1400}\ X$

Ecuaţia bilanţului termic va fi deci

$$(8\,550 + Q_a)\,X = 871 + Q_{gc}^{1400}\,X$$

de unde

$$X = \frac{871}{8500 + Q_a - Q_{gc}^{1400}}\ (Nm^3CH_4/\text{kg st.}) .$$

Introducînd în această ecuaţie valorile pentru Q_a şi Q_{gc}^{1400} date mai sus, obţinem următoarele valori ale consumului specific de combustibil :

Temperatura de preîncălzire a aerului (°C)	Consumul specific de combustibil al cuptorului ciclon	
	(Nm^3/kg st)	(kcal/kg st)
0°	0,355	3 040
300	0,254	2 170
400	0,230	1 970
500	0,210	1 800
600	0,194	1 660
700	0,179	1 530
800	0,167	1 430
1 000	0,145	1 240

Se constată că şi fără recuperarea căldurii gazelor evacuate consumul specific de căldură al cuptorului ciclon este inferior celui realizat la cuptorul vană, iar în cazul preîncălzirii aerului la 400°C (valoarea realizată curent cu recuperatoare de căldură clasice, atît la cicloanele energetice, cît şi la instalaţiile energo-tehnologice existente) consumul specific este cu 37 % mai redus decît consumul referitor zonei de topire obţinut la cuptorul vană. În cazul unei preîncălziri a aerului pînă la o temperatură egală cu cea realizată la cuptorul vană (1 000°C) economia de combustibil realizată reprezintă 60 %.

Posibilităţile deosebite de ameliorare a randamentului termic al cuptorului ciclon rezidă din productivitatea specifică ridicată, respectiv gabaritele reduse ale cuptorului pentru o productivitate dată, ceea ce se traduce prin micşorarea considerabilă (de circa 7 ori) a pierderilor de căldură specifice în mediul ambiant.

Principalele pierderi de căldură ale cuptorului ciclon rămîn pierderile de căldură cu gazele evacuate, astfel că una din problemele principale ale dezvoltării cuptoarelor ciclon o constituie perfecţionarea recuperatoarelor de căldură destinate acestui tip de cuptor.

Un alt avantaj al cuptorului ciclon îl constituie şi importanta economie de material refractar.

4. CONCLUZII

Cuptoarele ciclon prezintă calităţi deosebite prin productivitatea specifică ridicată, gabaritele reduse, pierderile de căldură specifice reduse în mediul ambiant, consum redus de material refractar etc.

Aplicaţiile tehnologice ale acestui tip de cuptor se află abia într-un stadiu incipient, fiind necesare o serie de perfecţionări.

Prin articolul de faţă ne-am propus să atragem atenţia asupra posibilităţilor multiple şi a avantajelor tehnico-economice considerabile pe care le poate aduce aplicarea cuptoarelor ciclon în industria silicaţilor.

Bibliografie

[1] Pănoiu N., Carabogdan I. şi Singer G.: *Arderea intensificată a combustibililor solizi*. Bucureşti, Editura Tehnică, 1964.

[2] Sidelcovschi L. N. şi Şurighin A. P.: *Instalaţii energo-tehnologice cu cicloane*. Moscova, Gosenergoizdat, 1962.

[3] Stănescu A., Podar O. şi Schönfeld E.: *Reducerea consumului de combustibil la cuptoarele de geamuri*. Lucrare prezentată la Sesiunea de comunicări ştiinţifice a I.P.C.M.C. din 16–18 iunie 1966.

STUDII ŞI CERCETARI

Studiul teoretic şi experimental al unor plăci dreptunghiulare de beton armate cu oţel de rezistenţă superioară

Dr. ing. M. Soare, dr. ing. V. Petcu

Institutul de cercetări în construcţii şi economia construcţiilor (INCERC) – Bucureşti

1. INTRODUCERE

Cercetările în construcţii sînt caracterizate, în stadiul actual, prin căutarea soluţiilor celor mai avantajoase din punct de vedere tehnic şi economic. În afara tradiţionalelor soluţii de construcţii din beton armat monolit sau a construcţiilor din prefabricate, au fost studiate şi structuri de clădiri cu schelet mixt (monolit şi prefabricat).

În scopul obţinerii unui partiu cît mai elastic la clădirile de locuit, plăcile de planşeu sînt proiectate cu dimensiuni mai mari decît cele ale unei camere obişnuite, iar pereţii despărţitori sînt prevăzuţi din materiale uşoare, astfel încît să poată fi amplasaţi după voie sau chiar suprimaţi.

Condiţiile de rezemare şi ipotezele de încărcare pot diferi substanţial de cazurile devenite clasice, care pot fi găsite în diferite manuale sau memoratoare.

Cu prilejul întocmirii de către I.P.C.T. * a proiectelor pentru mai multe blocuri de locuinţe, la care structura era cu schelet mixt, şi anume planşee prefabricate cu îmbinare în cîmp şi stîlpi şi grinzi turnate monolit, s-a ridicat o serie de probleme cu privire la comportarea planşeelor. În afara modului de rezemare, a ipotezelor de încărcare şi a soluţiei de îmbinare în cîmp, de care am amintit mai sus, o altă necunoscută a problemei era comportarea armăturilor din oţel superior fără palier de curgere.

Ţinîndu-se seamă de importanţa problemei, s-a decis ca soluţia preconizată în proiect să fie verificată experimental, în prealabil, în cadrul INCERC.

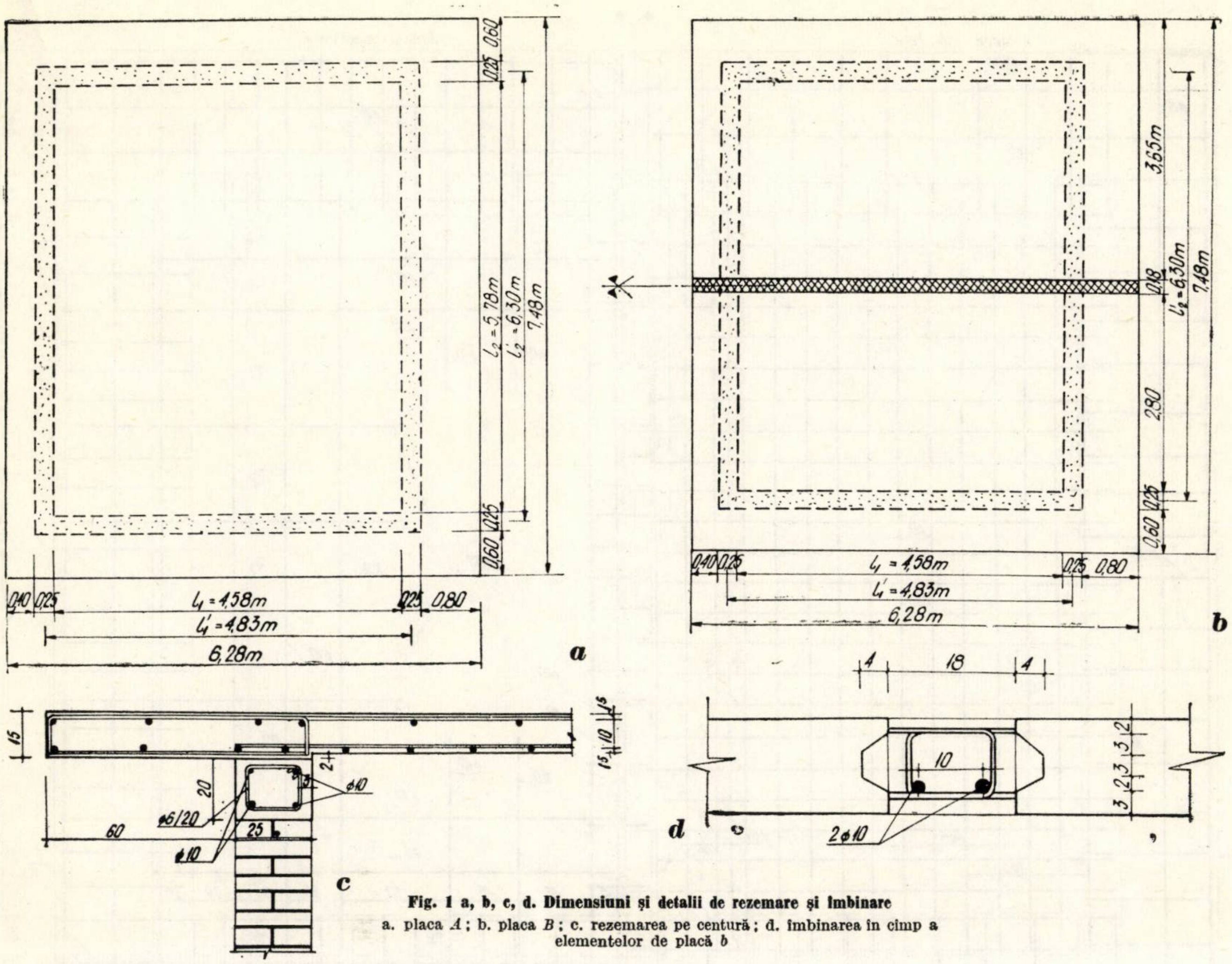
Studiile teoretice şi experimentale au fost conduse direct de cei doi autori, iar obiectul lucrării de faţă este de a prezenta rezultatele şi concluziile trase asupra comportării statice pînă la rupere şi dinamice ale plăcilor încercate.

În proiectul iniţial au fost prevăzute patru variante de planşee cu diferite sisteme de îmbinare în cîmp, urmînd ca pe baza experimentărilor să se tragă concluzii comparative, care să permită adoptarea celei mai convenabile soluţii. Pentru a avea un criteriu de comparaţie, a fost experimentat şi un planşeu monolit, considerat ca soluţie etalon. Aşa cum va fi explicat mai departe, plăcile monolite şi prefabricate cu îmbinare în cîmp au avut armări diferite, întrucît, în concepţia proiectantului, modul lor de lucru, chiar după monolitizare, era diferit.

Hotărîndu-se începerea încercării plăcilor prefabricate cu aceea a plăcii la care îmbinarea în cîmp era cea mai slabă şi aceasta dînd satisfacţie deplină, nu a mai fost necesară şi încercarea restului de plăci.

---

* Şef atelier ing. L. Roşianu.



0,60
0,25
L₂ = 5,78 m
L₂' = 6,30 m
7,48 m
0,40
0,25
L₁ = 4,58 m
L₁' = 4,83 m
6,28 m
0,80
a
3,65 m
0,18
2,90
b
15
60
20
25
ϕ6/20
ϕ10
c
4
18
10
2ϕ10
d

Fig. 1 a, b, c, d. Dimensiuni şi detalii de rezemare şi îmbinare
a. placa *A*; b. placa *B*; c. rezemarea pe centură; d. îmbinarea în cîmp a elementelor de placă *b*

2. CARACTERISTICILE PLĂCILOR STUDIATE

Ambele plăci, *A* (monolită) şi *B* (prefabricată), au avut dimensiunile totale 6,28 × 7,48 m.

Cele două plăci *b* care au intrat în alcătuirea plăcii *B* au avut dimensiunile totale 3,74 × 6,28 m.

Plăcile au fost rezemate simplu pe ziduri de cărămidă prin intermediul unei centuri de beton armat cu secţiunea de dimensiuni 25 × 20 cm.

Rezemarea plăcilor s-a făcut astfel încît luminile lor să fie 5,78 m pe direcţia laturii lungi şi 4,58 m pe direcţia laturii scurte. Prin această rezemare s-a realizat ieşirea în consolă, dincolo de marginea exterioară a centurii, cu 40 cm de o parte şi cu 80 cm de cealaltă parte în direcţia laturii scurte, respectiv cu 60 cm de ambele părţi în direcţia laturii lungi.

Grosimile plăcilor au fost 13 cm în cîmp şi 15 cm pe console şi pe lăţimea centurilor.

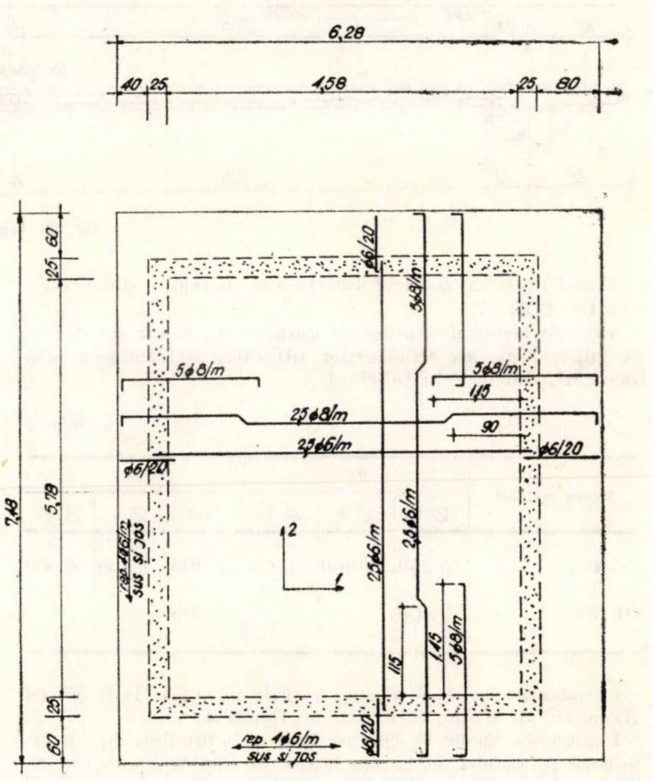
Alcătuirea generală a plăcilor este dată în figura 1 a pentru placa *A* şi în figura 1 b pentru placa *B*.

În figura 1 c este prezentat modul de rezemare a plăcilor pe centură, iar în figura 1 d detaliul de îmbinare în cîmp a elementelor de placă *b*.

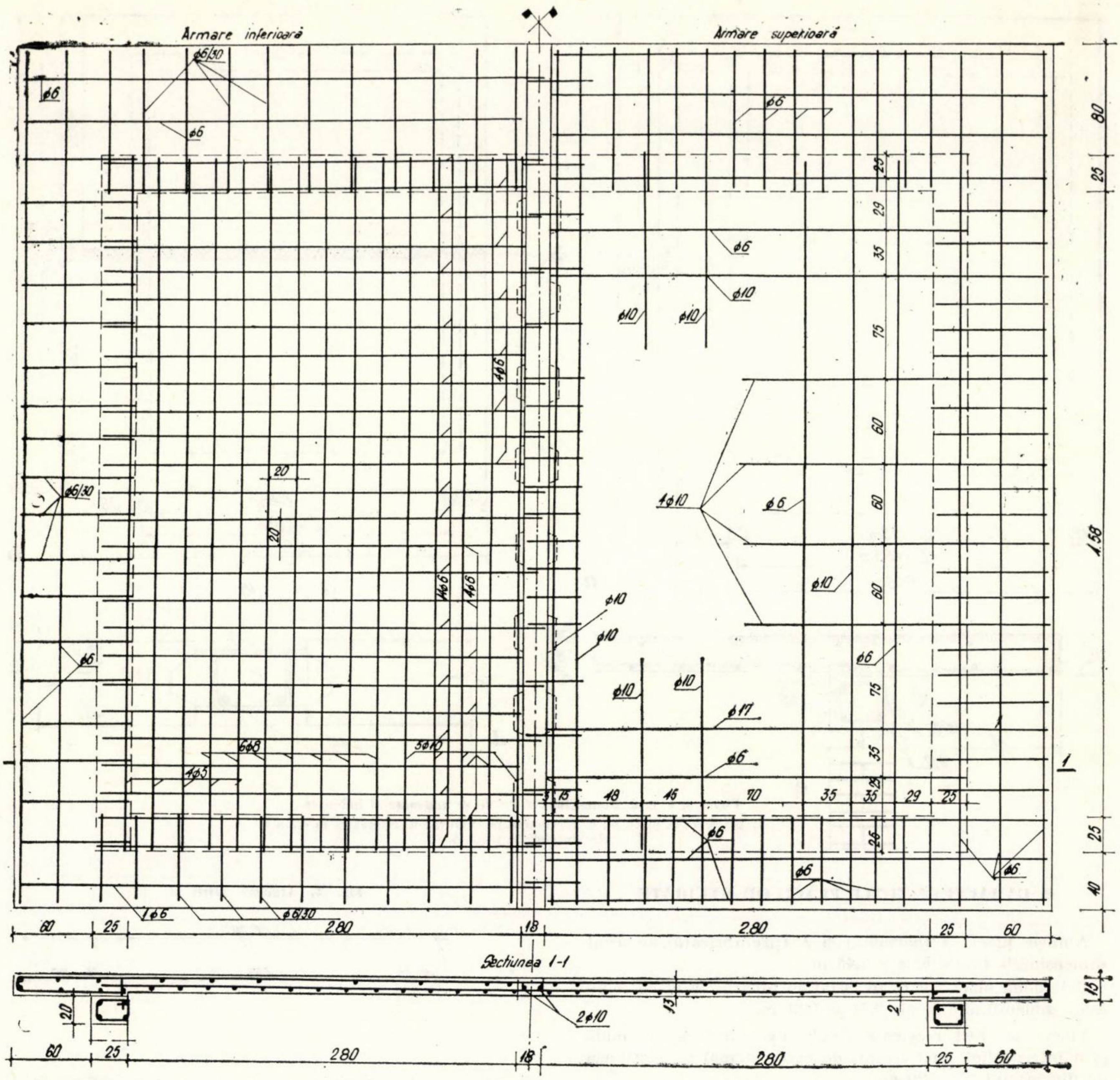
Detaliile de armare a celor două tipuri de plăci sînt date în figurile 2 şi 3.

Armătura plăcii *A* a fost alcătuită din vergele de oţel TOR 57, cu excepţia armăturii situate la partea inferioară a zonelor cu grosimea de 15 cm, care a fost alcătuită din vergele de oţel OL 38.

Fig. 2. Armarea plăcii *A*



6,28
40
25
4,58
25
80
7,48
5,78
60
25
ϕ6/20
3ϕ8/m
5ϕ8/m
5ϕ8/m
1,15
25ϕ8/m
90
25ϕ6/m
ϕ6/20
ϕ6/20
rep. 4ϕ6/m sus şi jos
2
1
25ϕ6/m
25ϕ6/m
1,15
1,45
5ϕ8/m
ϕ6/20
rep. 4ϕ6/m sus şi jos



Armare inferioară
Armare superioară
ϕ6/30
ϕ6
ϕ6
ϕ6
ϕ6
ϕ10
ϕ10
ϕ10
4ϕ6
20
20
ϕ6/30
4ϕ6
4ϕ6
4ϕ10
ϕ6
ϕ10
ϕ10
ϕ10
ϕ6
ϕ6
ϕ10
ϕ10
ϕ17
ϕ6
6ϕ8
3ϕ10
4ϕ5
15
48
46
70
35
35
29
25
ϕ6
ϕ6
ϕ6
1ϕ6
ϕ6/30
80
25
25
29
35
75
60
60
60
75
35
25
26
25
40
1,58
1
60
25
2,80
18
2,80
25
60
Secțiunea 1-1
20
2ϕ10
13
12
15
60
25
280
18
280
25
60

Fig. 3. Armarea plăcii *B*

Armătura plăcii *B* a fost alcătuită în întregime din vergele de oțel TOR 57.

Valorile medii ale limitei de curgere, σ_c, și ale rezistenței de rupere, σ_r, ale armăturilor utilizate, determinate prin încercări, sînt date în tabela 1.

Tabela 1

Marca oțelului	σ_c			σ_r		
	Ø 6	Ø 8	Ø 10	Ø 6	Ø 8	Ø 10
TOR 57	5 250	4 900	4 900	6 000	6 000	6 000
OL 38	2 400	—	—	4 200	—	—

Curba caracteristică a unei vergele de oțel TOR 57, cu diametrul de 6 mm, este dată în figura 4.

Rezistența medie la compresiune a betonului, R_b, determinată pe cuburi de 10 cm latură în ziua începerii experimentărilor, a fost de 200 kg/cm² pentru placa *A*, respectiv de 268 kg/cm² pentru placa *B*.

Rezistența medie la compresiune din încovoiere a betonului, determinată cu relația

$$R_i = 1{,}25\,\frac{1300 + R_b}{1450 + 3\,R_b}\,R_b$$

a fost de 183 kg/cm² pentru placa *A*, respectiv de 233 kg/cm².

Greutatea volumetrică a betonului armat s-a considerat de 2 400 kg/m³.

3. ÎNCERCĂRI STATICE

3.1. Scopul încercărilor și rezultatele obținute

Prin încercările statice efectuate s-a urmărit determinarea capacității de rezistență a celor două tipuri de plăci, în ipoteza încărcării lor cu o sarcină distribuită uniform pe toată suprafața delimitată de muchiile interioare ale centurilor de rezemare.

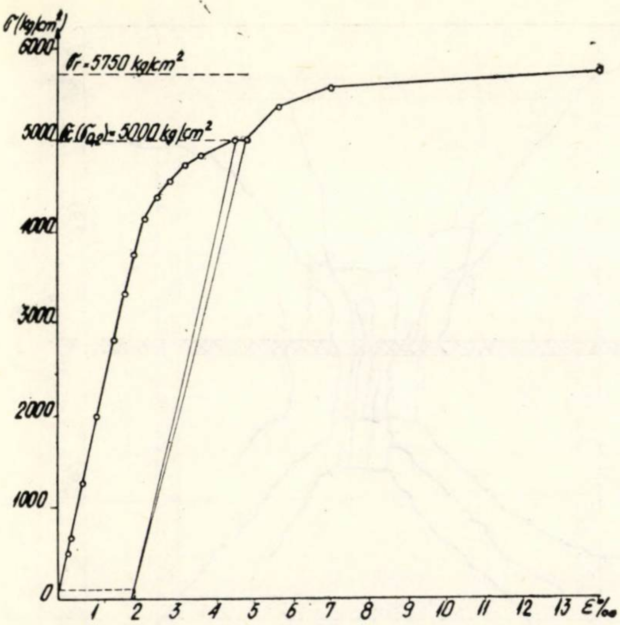


Fig. 4. Curba caracteristică a unei vergele de oţel TOR 57 ∅6 mm

Încărcarea plăcilor s-a făcut cu greutăţi de fontă de 25, 50, 75, 100 şi 200 kg, dispuse astfel încît să rezulte încărcarea uniformă şi în trepte a plăcilor.

Un aspect din timpul încercărilor este redat în figura 5.

După apariţia primelor fisuri, s-a urmărit configuraţia acestora pînă în momentul formării mecanismului de rupere.

Ca moment de epuizare a capacităţii de rezistenţă s-a considerat stadiul în care fisurile s-au extins din zona centrală pînă la marginile exterioare ale plăcilor, placa transformîndu-se, din punct de vedere teoretic, într-un mecanism.

Acest criteriu de apreciere a capacităţii de rezistenţă a plăcilor s-a dovedit a fi corect, datorită faptului că, în ambele cazuri, săgeţile produse de încărcarea corespunzătoare formării mecanismului de rupere au crescut în decurs de 24 ore cu mai mult de 30 % sub acţiunea acestei încărcări.

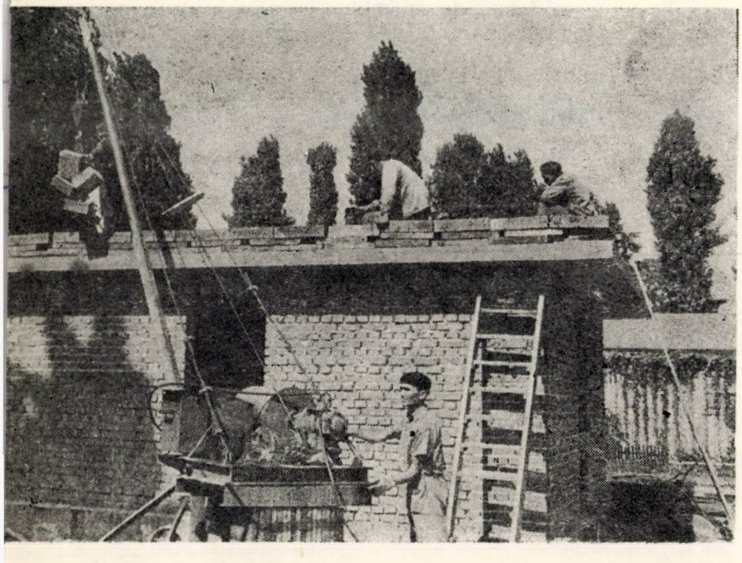
În figurile 6 a, b şi 7 a, b, c sînt date releveele fisurilor plăcilor *A* şi *B* pentru diferite trepte de încărcare, ultima corespunzînd transformării plăcilor în mecanisme.

În urma experienţelor efectuate s-au obţinut următoarele sarcini totale de rupere:

Placa A: $q_u = 1{,}31$ t/m²

Placa B: $q_u = 1{,}81$ t/m².

Fig. 5. Aspect din timpul încercării



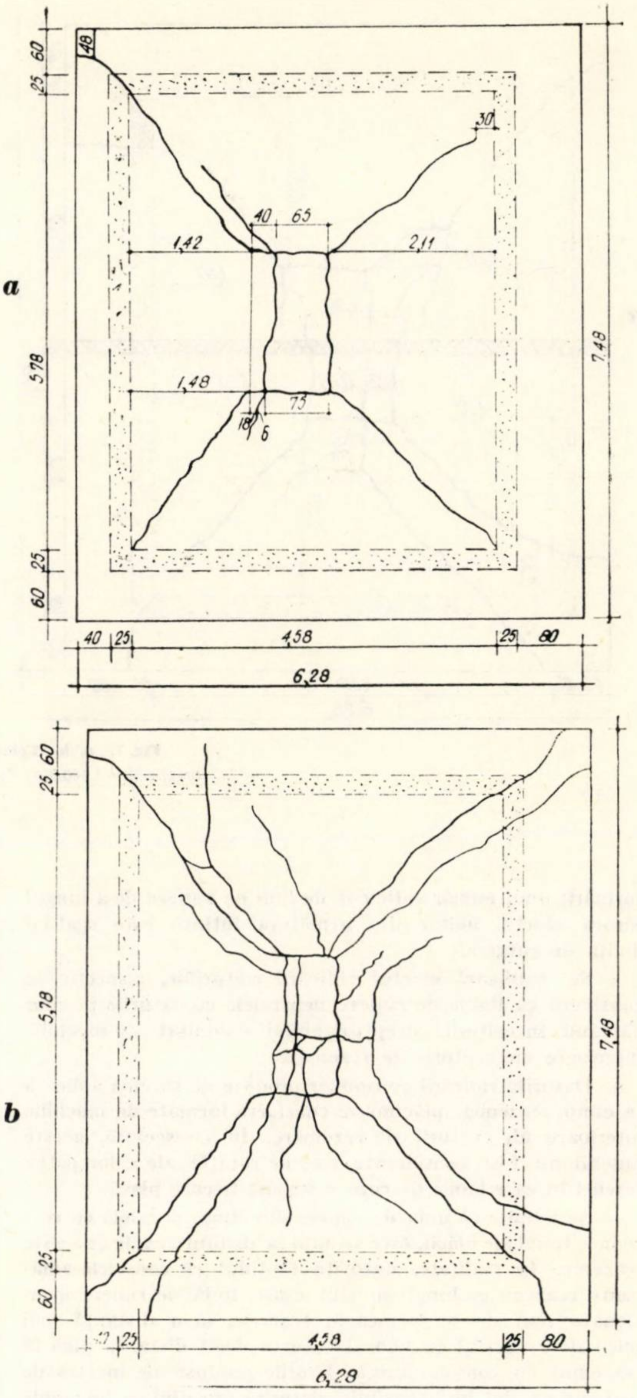


Fig. 6. a, b. Releveul fisurilor la placa *A*

a. la treapta $p = 750$ kg/m²; *b.* la treapta $p_u = 1\,000$ kg/m².

În cele de mai sus, sarcina totală de rupere q_u reprezintă suma dintre greutatea proprie a plăcilor, egală în ambele cazuri cu 310 kg/m², şi sarcina maximă realizată prin aplicarea greutăţilor de fontă.

3.2. Studiul analitic

Scopul principal al studiului analitic efectuat a constat în examinarea posibilităţii aplicării teoriei liniilor de rupere [1] pentru determinarea capacităţii de rezistenţă a plăcilor armate pe două direcţii cu vergele de oţel TOR 57.

Teoria liniilor de rupere s-a aplicat în următoarele ipoteze:

— Epuizarea capacităţii de rezistenţă a plăcilor corespunde transformării acestora în mecanisme, ca urmare a

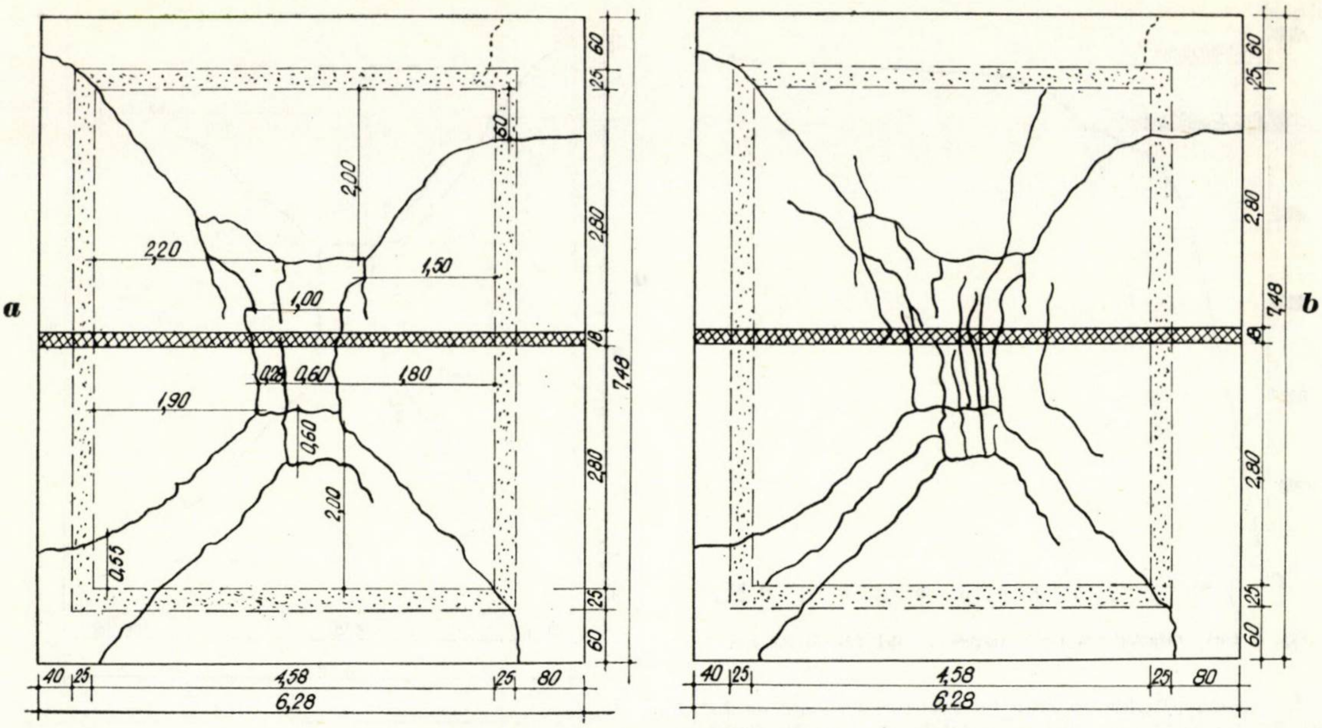


Fig. 7. a, b. Releveul fisurilor la placa *B*

a. la treapta $p = 1\,100$ kg/m^2; *b*. la treapta $p = 1\,300$ kg/m^2

formării unui număr suficient de linii de rupere de-a lungul cărora efortul unitar din armătura întinsă este egal cu limita de curgere.

— Se neglijează efectul ridicării colţurilor, respectiv se consideră că liniile de rupere neparalele cu laturile plăcilor pătrund în colţurile dreptunghiului delimitat de muchiile interioare ale centurii de rezemare.

— Datorită ridicării consolelor produse de sarcina aplicată în cîmp, reazemele plăcilor se consideră formate de muchiile interioare ale centurii de rezemare. În consecinţă, aceste muchii au fost considerate axe de rotaţie ale celor patru discuri în care liniile de rupere împart fiecare placă.

— Se admite că linia de rupere din cîmp, paralelă cu reazemele lungi ale plăcii, este situată la distanţe egale de aceste reazeme. În realitate, datorită faptului că consolele adiacente reazemelor lungi nu sînt egale, linia de rupere menţionată mai sus se formează, teoretic, la o distanţă mai mică de reazemul cu consolă scurtă decît distanţa pînă la reazemul cu consolă lungă. Erorile produse de ipoteza de mai sus nu sînt însă sensibile, datorită faptului că lungimile consolelor sînt mici în raport cu lungimea reazemelor paralele cu aceste console, precum şi faptului că încărcarea consolelor provine exclusiv din greutatea proprie a lor.

Ipoteza de mai sus este confirmată de studii recente [2], care au arătat că unei variaţii de 20% a parametrilor care definesc liniile de rupere în jurul valorilor lor exacte îi corespund valori ale capacităţii portante a plăcilor cu cel mult 3% mai mari decît cele obţinute printr-un calcul exact.

— Sarcina se aplică uniform distribuit pe toată suprafaţa delimitată de muchiile interioare ale centurii de rezemare.

— La determinarea capacităţii de rezistenţă a plăcii *B* se admite că placa lucrează dintr-o singură bucată, respectiv îmbinarea efectuată între cele două plăci de tip *b* se presupune capabilă de a transmite în întregime momentele plastice ale plăcii pe direcţia laturii lungi a plăcii de tip *B*.

a) Notaţii

a_1, a_2, a_3 — deschiderile de calcul ale consolelor, măsurate de la marginile libere ale plăcilor pînă la muchiile interioare ale centurii de rezemare;

g — greutatea proprie a plăcii pe unitatea de suprafaţă situată în interiorul dreptunghiului delimitat de reazeme;

g_c — greutatea proprie a consolelor pe unitatea de suprafaţă;

L_M — lucrul mecanic virtual al momentelor plastice în stadiul de mecanism al plăcii;

L_Q — lucrul mecanic virtual al încărcărilor în stadiul de mecanism al plăcii;

l_1, l_2 — deschiderile de calcul ale plăcilor *A* şi *B*, egale cu lungimile muchiilor interioare ale centurii de rezemare, l_1 fiind deschiderea cea mai mică;

M_{p1}, M_{p2} — momentele plastice pozitive pe unitatea de lăţime, acţionînd în cîmpul plăcilor pe direcţiile deschiderilor l_1 şi l_2;

M_{pc} — momentul plastic pozitiv pe unitatea de lăţime, acţionînd pe console, pe ambele direcţii ale plăcii;

p_u — sarcina utilă corespunzătoare transformării plăcilor în mecanisme, acţionînd pe unitatea de suprafaţă situată în interiorul dreptunghiului delimitat de reazeme;

x — parametrul schemei de rupere;

$$\alpha_1 = \frac{a_1}{l_2}; \quad \alpha_2 = \frac{a_2}{l_2}; \quad \alpha_3 = \frac{a_3}{l_1}$$

$$\lambda = \frac{l_2}{l_1}; \quad \xi = \frac{x}{l_2}; \quad q_u = g + p_u.$$

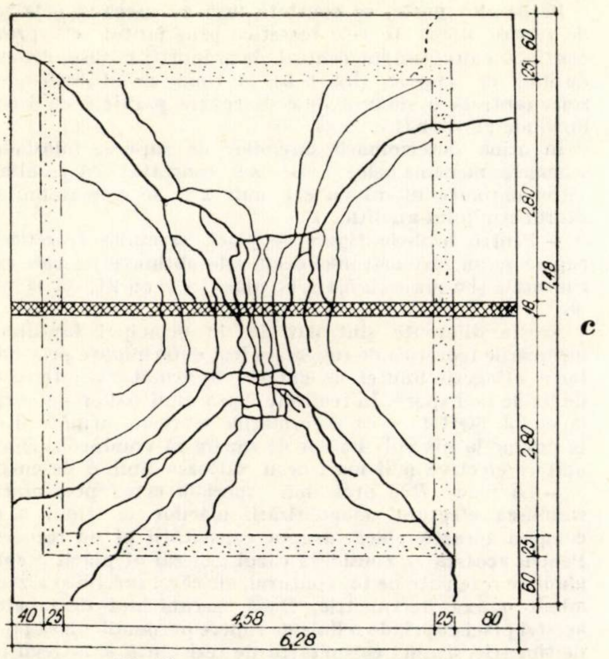


Fig. 7. c. la treapta p_r = 1 500 kg/m²

Observații. 1. În teoria liniilor de rupere, momentele plastice sînt egale cu momentele de rupere ale secțiunilor, determinate pentru un efort unitar în armătura întinsă egal cu limita de curgere a oțelului [5], [6].

2. Pe fiecare direcție, momentul plastic din cîmp, pe unitatea de lățime, este egal cu raportul dintre momentul plastic produs de întreaga armătură situată pe direcția considerată și mărimea deschiderii plăcii de pe cealaltă direcție.

b) Ecuația de echilibru plastic

Plăcile *A* și *B* au același mecanism de rupere, a cărui schemă este reprezentată în figura 8 a.

Ecuația de echilibru plastic a fiecărei plăci are expresia generală

$$L_M + L_Q = 0. \tag{1}$$

Pentru o deplasare virtuală, egală cu unitatea, a liniei de rupere din cîmp paralelă cu reazemele lungi ale plăcii, lucrurile mecanice virtuale L_M și L_Q au următoarele expresii :

$$-L_M = 4\lambda M_{p1} + \frac{2}{\lambda\xi} M_{p2} + \left[8\alpha_3 + \frac{2(\alpha_1 + \alpha_2)}{\xi}\right] M_{pc} \tag{2}$$

$$L_Q = \frac{\lambda}{6}(3 - 2\xi) l_1^2 q_u - \frac{1}{3}\left[\lambda^2(\alpha_1^2 + \alpha_2^2)(3\lambda + 4\alpha_3) + \right.$$

$$\left. + \frac{\alpha_3^2}{\xi}\left(\frac{3}{\lambda} + 2\alpha_1 + 2\alpha_2\right)\right] l_1^2 g_c. \tag{3}$$

Coeficienții și greutățile proprii care intervin în relațiile de mai sus au următoarele valori, valabile pentru ambele tipuri de plăci :

$\lambda = 1{,}26$; $g = 0{,}31$ t/m² ; $g_c = 0{,}36$ t/m² ;

$\alpha_1 = 0{,}1125$; $\alpha_2 = 0{,}1815$; $\alpha_3 = 0{,}1855$.

Momentele plastice s-au determinat cu relația generală

$$M_p = A_a \sigma_c \left(1 - 0{,}5\,\mu\,\frac{\sigma_c}{R_i}\right) h_0, \tag{4}$$

în care A_a este secțiunea de armătură pe unitatea de lățime, μ procentul de armare, iar h_0 înălțimea utilă a secțiunii.

Pentru plăcile studiate s-au obținut următoarele rezultate :

Placa A

$M_{p1} = 1{,}33$ tm/m, ($A_a = 2{,}51$ cm², $\mu = 0{,}226\,\%$)

$M_{p2} = 0{,}755$ tm/m, ($A_a = 1{,}41$ cm², $\mu = 0{,}136\,\%$)

$M_{pc} = 0{,}344$ tm/m, ($A_a = 1{,}13$ cm², $\mu = 0{,}0875\,\%$)

Placa B

$M_{p1} = 1{,}41$ tm/m, ($A_a = 2{,}67$ cm², $\mu = 0{,}241\,\%$)

$M_{p2} = 0{,}795$ tm/m, ($A_a = 1{,}48$ cm², $\mu = 0{,}142\,\%$)

$M_{pc} = 0{,}672$ tm/m, ($A_a = 1{,}00$ cm², $\mu = 0{,}0775\,\%$).

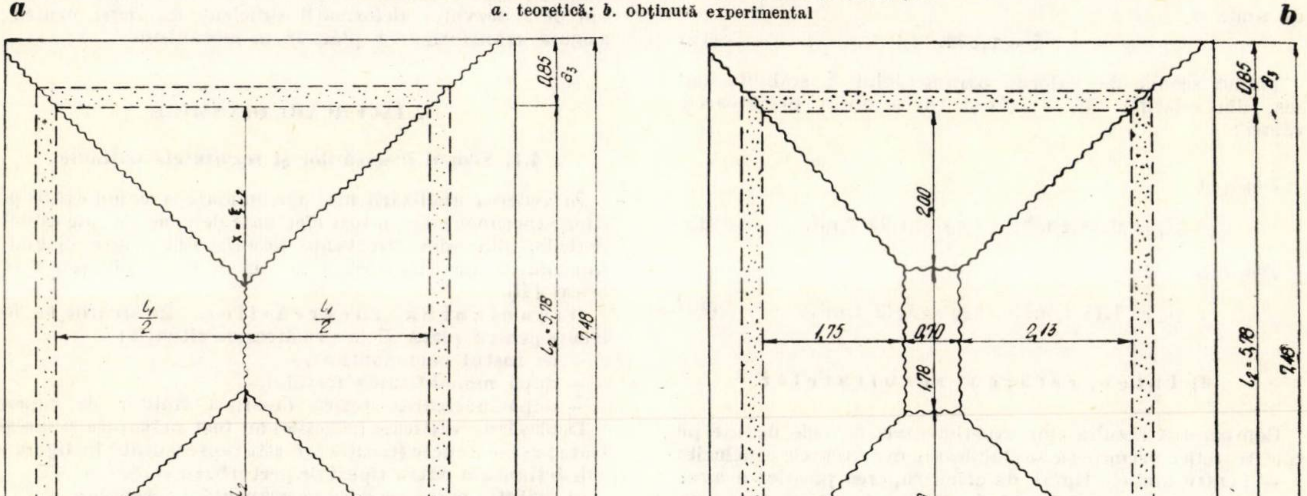


Fig. 8. a, b. Schema mecanismului de rupere pentru plăcile *A* și *B*

a. teoretică; *b*. obținută experimental

Ţinînd seamă de relaţiile (2) şi (3), precum şi de valorile numerice date mai sus, din ecuaţia de echilibru plastic (1) rezultă următoarele expresii ale încărcării q_u:

Placa A

$$q_u = 0{,}912 \frac{\xi + 0{,}207}{1{,}5\,\xi - \xi^2}. \tag{5}$$

Placa B

$$q_u = 1{,}015 \frac{\xi + 0{,}214}{1{,}5\,\xi - \xi^2}. \tag{6}$$

c) Încărcarea de rupere

Conform teoremei cinematice din teoria plastică a structurilor static nedeterminate, ruperea plastică a unei structuri, solicitată de un grup de sarcini constante şi de un grup de sarcini variind în funcţie de un singur parametru, alcătuind împreună o anumită schemă de încărcare, se produce prin formarea unui mecanism corespunzător valorii minime a parametrului care caracterizează încărcările variabile. În cazul plăcilor studiate, sarcinile constante sînt g şi g_c, iar sarcinile variabile se reduc la una singură, reprezentată de sarcina p_u.

Din relaţiile (5)şi (6) rezultă

Placa A

$$p_u = 0{,}912 \frac{\xi + 0{,}207}{1{,}5\,\xi - \xi^2} - 0{,}31 \tag{7}$$

Placa B

$$p_u = 1{,}015 \frac{\xi + 0{,}214}{1{,}5\,\xi - \xi^2} - 0{,}31. \tag{8}$$

Din condiţia de minimum a sarcinii p_u se obţin următoarele rezultate :

Placa A

$$\xi^2 + 0{,}414\,\xi - 0{,}310 = 0, \tag{9}$$

de unde

$$\xi = 0{,}387. \tag{10}$$

Placa B

$$\xi^2 + 0{,}428\,\xi - 0{,}321 = 0, \tag{11}$$

de unde

$$\xi = 0{,}392. \tag{12}$$

Ţinînd seamă de valorile parametrului ξ stabilite mai sus, din relaţiile (5), (6), (7) şi (8) se obţin următoarele valori :

Placa A

$$p_u = 0{,}93 \text{ t/m}^2; \quad q_u = 1{,}24 \text{ t/m}^2. \tag{13}$$

Placa B

$$p_u = 1{,}11 \text{ t/m}^2; \quad q_u = 1{,}42 \text{ t/m}^2. \tag{14}$$

d) Interpretarea rezultatelor

Compararea rezultatelor experimentale cu cele deduse pe cale teoretică permite să se stabilească următoarele concluzii :

— Pentru ambele tipuri de plăci, ruperea plastică a avut loc ca urmare a transformării plăcilor în mecanisme prin formarea unor linii de rupere de-a lungul cărora efortul în armătura întinsă a fost cel puţin egal cu limita de curgere a oţelului (fig. 6 şi 7).

— Examinarea configuraţiei mecanismelor de rupere obţinute pe cale experimentală arată că pentru plăcile studiate ipoteza neglijării efectului ridicării colţurilor este corectă întrucît în ambele cazuri liniile de rupere au trecut prin, imediata vecinătate a trei din cele patru puncte de intersecţie ale muchiilor interioare ale centurii de rezemare.

Pe de altă parte, se constată însă că mecanismele reale de rupere diferă de cele teoretice prin faptul că primele conţin un dreptunghi central, de proporţii reduse, delimitat de linii de rupere (fig. 8 b), în timp ce ultimele au în zona centrală o singură linie de rupere paralelă cu laturile lungi ale plăcilor (fig. 8 a).

În urma determinării sarcinilor de rupere, folosindu-se schemele mecanismelor reale, s-a constatat că rezultatele astfel obţinute diferă cu cel mult 2% de cele stabilite în cadrul studiului analitic.

— Pentru ambele tipuri de plăci, sarcinile teoretice de rupere q_u au fost mai mici decît cele obţinute pe cale experimentală şi anume cu 5,4% la placa *A* şi cu 21,5% la placa *B*.

Aceste diferenţe sînt datorite în principal faptului că încărcările teoretice de rupere au fost determinate prin admiterea atingerii limitei de curgere în armătura intersectată de liniile de rupere. În realitate, lipsa unui palier de curgere la oţelul TOR face ca deformaţiile mari ale armăturii care se produc la nivelul liniilor de rupere să conducă la eforturi unitare efective mai mari decît valoarea limitei de curgere.

— La placa *B* o problemă specială este reprezentată de stabilirea efectului monolitizării plăcilor de tipul *b*, care compun această placă, asupra capacităţii ei de rezistenţă. Pentru aceasta se consideră cazul general al plăcii dreptunghiulare rezemate pe tot conturul, ale cărei sarcini şi rezemări admit o axă de simetrie. Dacă mecanismul de rupere al acestei plăci cuprinde o linie de rupere perpendiculară pe axa de simetrie, atunci capacitatea de rezistenţă a întregii plăci este egală cu suma capacităţilor de rezistenţă ale celor două plăci rezemate pe trei laturi şi libere pe a patra latură, care se obţin prin secţionarea plăcii rezemate pe tot conturul de-a lungul axei de simetrie. Această afirmaţie se bazează pe faptul că în situaţia descrisă mai sus lucrurile mecanice virtuale ale momentelor plastice şi ale sarcinilor de rupere corespunzătoare fiecărei plăci rezemate pe trei laturi şi libere pe a patra latură sînt egale cu jumătate din cele ale plăcii rezemate pe tot conturul.

Întrucît placa *B* se încadrează în situaţia prezentată mai sus, rezultă că monolitizarea pe care o conţine nu are nici un efect asupra capacităţii de rezistenţă a acestei plăci. Monolitizarea are însă un rol extrem de important în ce priveşte obţinerea unor condiţii normale de exploatare, întrucît ea asigură plăcii *B* o rigiditate mult mai mare decît cea a plăcilor *b* şi împiedică deschiderea rostului dintre plăcile componente, precum şi denivelarea marginilor acestui rost în cazul în care sarcinile se aplică nesimetric.

— Experienţele efectuate au demonstrat aplicabilitatea teoriei liniilor de rupere la determinarea capacităţii de rezistenţă a plăcilor armate cu oţel TOR 57. Acest oţel s-a arătat apt de a dezvolta deformaţii suficient de mari pentru a asigura transformarea plăcilor în mecanisme.

4. ÎNCERCĂRI DINAMICE

4.1. Scopul încercărilor şi rezultatele obţinute

În vederea analizării mai aprofundate a comportării plăcilor experimentale, au fost efectuate determinări ale caracteristicilor dinamice (frecvenţe proprii, deformate dinamice, capacitatea de amortizare) la varianta de planşeu prefabricat (*B*).

Organizarea încercărilor. Încercările au fost făcute pentru placa *B* în următoarele situaţii :

— cu rostul nemonolitizat,

— după monolitizarea rostului,

— după încercarea statică (apariţia liniilor de rupere).

Deplasările verticale (săgeţile) au fost măsurate şi înregistrate în şase puncte (poziţia lor este reprezentată în figura 9), sub acţiunea a patru tipuri de perturbaţii şi anume :

a) agitaţia microseismică permanentă a terenului,

b) deplasarea unei persoane pe placă,

c) sărituri pe verticală, efectuate de aceeaşi persoană, în diferite puncte ale plăcii,

d) înlăturarea bruscă a unei sarcini de 100 kg, aplicată succesiv la jumătatea şi la sfertul deschiderii plăcii (punctele 3 şi 4 în figura 9).

Măsurătorile au fost efectuate cu seismometre VEGIK, iar înregistrările cu un oscilograf magnetoelectric tip POB—12 M.

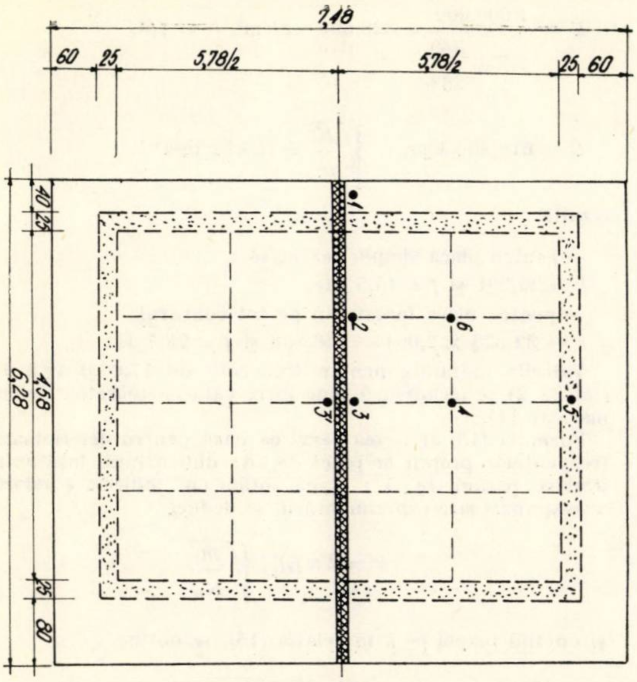


Fig. 9. Poziția punctelor în care au fost măsurate vibrațiile verticale ale plăcii *B*

Amplificarea maximă a lanțului de măsurare-înregistrare a fost de 3 200 (cu posibilități de modificare în trepte), iar baza de timp de 0,1 s.

Rezultate obținute

a) Freevențele proprii (*f*) măsurate în cele trei situații amintite mai sus și calculate în ipoteza de simplă rezemare, respectiv încastrare perfectă pe contur, au fost trecute în tabela 2, în valoare absolută și raportat la valoarea înregistrată experimental pentru placa monolitizată.

Tabela 2

Placa *B*	f (Hz.)	$(f/f_0)^2$	Observații
Nemonolitizată	17,0	0,76	Valori măsurate pe baza a diferite solicitări
Monolitizată	19,5	1	
După rupere	15,0	0,59	
Simplu rezemată	15,5	—	Valori calculate conform punctului 4.2
Încastrată	28,7	—	

b) Amplitudinile maxime (y_{max}) **ale vibrațiilor** înregistrate la centrul plăcii au fost trecute în tabela 3 (în microni).

Tabela 3

Perturbația	Placa nemonolitizată (y_N)	Placa monolitizată (y_M)	y_N/y_M
Plimbare	15... 15,5	4,5...6	2,5...3,4
Sărituri	60...135	37	1,6...3,6
Înlăturarea bruscă a unei sarcini	5	1,7	3

De aici rezultă că amplitudinile au valori de aproximativ 2,5...3,6 ori mai mari în cazul plăcii nemonolitizate, față de cazul plăcii monolitizate.

c) Deformata dinamică a plăcii, dedusă din măsurători, prezintă o configurație apropiată de aceea teoretică. În figura 10 au fost reprezentate deformatele dinamice în cazul rostului nemonolitizat, respectiv monolitizat, alegînd pentru amplitudinea maximă (de la centru) valoarea 100.

Vibrațiile înregistrate pe cele două jumătăți de placă, de o parte și cealaltă a rostului, după monolitizare, nu au indicat vreo deficiență în continuitatea stabilită prin închiderea rostului.

Din figura 10 reiese că deformatele în secțiunea mediană a plăcii (normală pe rost) sînt apropiate — ca curbură — de cele corespunzătoare unei grinzi simplu rezemate, respectiv a unei console.

d) Capacitatea de amortizare a vibrațiilor a fost determinată în toate cele trei situații; ea a rezultat aproximativ egală în cazul plăcii nemonolitizate, respectiv monolitizate, și mai mare, după ruperea plăcii. Valorile decrementului logaritmic (γ), determinate pentru cele trei cazuri, au fost reprezentate în figura 11.

Valorile $\gamma_1 = 0{,}133$ și $\gamma_2 = 0{,}138$ corespund datelor prezentate în literatură pentru elemente de construcții similare. Spre deosebire de alte cazuri însă, în care monolitizarea rostului a avut un rol însemnat în ridicarea capacității de amortizare a plăcii, în cazul experimentării de față, monolitizarea rostului central nu a avut (pentru vibrațiile de amplitudine redusă) un aport considerabil, fapt ilustrat și de calculul static descris la punctul 3.2.

Constanta de timp a avut valorile

$\tau_0 = 0{,}43$ s pentru placa nemonolitizată,
$\tau_0 = 0{,}38$ s pentru placa monolitizată,
$\tau_0 = 0{,}17...0{,}23$ s pentru placa ruptă.

Fig. 10. Deformata dinamică a plăcii ***B*** **în cazul rostului nemonolitizat (linie plină), respectiv monolitizat (linie întreruptă)**

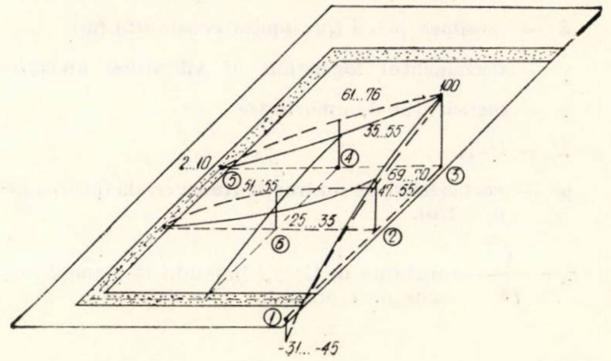
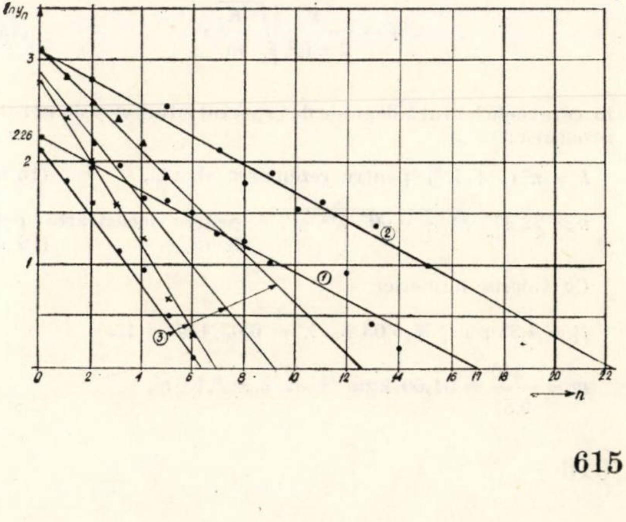


Fig. 11. Determinarea decrementului logaritmic pentru placa *b*

1. înainte de monolitizare; *2.* după monolitizare; *3.* după apariția liniilor de rupere



Acest lucru a făcut ca după 1,5 secunde, amplitudinile vibraţiilor să scadă aproximativ de 28, respectiv 52 şi de peste 680 ori.

Din alinierea punctelor determinate în figura 11 rezultă că ipoteza forţei de rezistenţă proporţională cu viteza (amortizarea vîscoasă a vibraţiilor libere) este confirmată în cazul plăcii de beton armat experimentate.

4.2. Studiul analitic

Datorită condiţiilor de alcătuire şi rezemare complexe ale plăcii studiate, verificările analitice au avut doar un rol informativ. În acest scop, au fost considerate cazurile limită, cunoscute din literatura de specialitate, ale plăcilor simplu rezemate, respectiv încastrate perfect pe contur şi s-a verificat în ce măsură valorile experimentale se situează între valorile extreme amintite mai sus, ceea ce ar corespunde continuităţii plăcii pe reazeme.

Notaţiile folosite sînt următoarele :

f este frecvenţa proprie (Hz.),

m — masa plăcii pe unitatea de suprafaţă ($\mathrm{kgm}^{-3}\,\mathrm{s}^2$),

l'_1, l'_2 — deschiderile teoretice ale plăcii dreptunghiulare, măsurate între axele centurii, l'_1 fiind deschiderea cea mai mică (m),

y_t — amplitudinea vibraţiei la timpul $t\,(\mu)$,

$E = \dfrac{1\,000\,000}{1{,}7 + \dfrac{360}{R_b}}$ — modulul de elasticitate al betonulu (kg/cm²),

$K = \dfrac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$ — rigiditatea la încovoiere a plăcii,

T — perioada vibraţiilor amortizate (s),

δ — grosimea plăcii (presupusă constantă) (m),

γ — decrementul logaritmic al vibraţiilor amortizate,

ε — coeficientul de amortizare,

λ' — l'_2/l'_1,

μ — coeficientul de contracţie transversală (pentru beton $\mu = 1/6$).

$\tau_0 = \dfrac{1}{f\delta}$ — constanta de timp (timpul în care amplitudinea scade de e ori) (s).

a) Frecvenţe proprii

Frecvenţele proprii se determină, în cazul plăcilor dreptunghiulare, cu o relaţie de forma [2], [4], [7]

$$f = \frac{k}{2\pi l_2'^2}\sqrt{\frac{K}{m}}, \tag{15}$$

în care coeficientul k depinde de raportul laturilor şi de natura rezemării :

$$k = \pi^2(1+\lambda'^2) \text{ pentru rezemarea simplă,} \tag{16 a}$$

$$k \approx 22{,}373\sqrt{1 + 0{,}605\,\lambda'^2 + \lambda'^4} \text{ pentru încastrarea perfectă.} \tag{16 b}$$

Cu valorile numerice

$l'_1 = 4{,}83$ m, $l'_2 = 6{,}03$ m, $\lambda' = 6{,}03/4{,}83 = 1{,}25$

$m = \dfrac{310}{9{,}81} = 31{,}60\ \mathrm{kgm}^{-3}\,\mathrm{s}^2$, $\delta = 0{,}13$ m,

$$E = \frac{1\,000\,000}{1{,}7 + \dfrac{360}{268}} = 328.600\ \mathrm{kg/cm^2},\ \mu = 1/6,$$

$$K = 618.800\ \mathrm{kgm}, \quad \sqrt{\frac{K}{m}} = 139{,}94\ \mathrm{m^2 s^{-1}},$$

rezultă

— pentru placa simplu rezemată

$k = 25{,}291$ şi $f = 15{,}5$ Hz,

— pentru placa încastrată pe tot conturul

$k = 22{,}373 \times 2{,}0944 = 46{,}858$ şi $f = 28{,}7$ Hz.

Valorile măsurate pentru frecvenţe de 17,0 şi 19,5 Hz (tabela 2) se încadrează bine între valorile teoretice deduse mai sus [4].

Formula (15) ar putea servi ca bază pentru determinarea frecvenţelor proprii la plăci de alte dimensiuni, însă avînd acelaşi parametru λ' ; dacă notăm cu indicele e valorile corespunzătoare experimentării, se deduce

$$k = 2\pi f_e l_{2e}'^2 \sqrt{\frac{m_e}{K_e}}$$

şi ducînd înapoi pe k în relaţia (15), se obţine

$$f = f_e\left(\frac{l'_{2e}}{l'_2}\right)^2\sqrt{\frac{Km_e}{K_e m}}.$$

b) Capacitatea de amortizare a vibraţiilor

Se ştie că, în cazul oscilaţiilor amortizate, amplitudinea nu este constantă, ci scade treptat cu timpul, proporţional cu factorul $e^{-\gamma}$.

Între ε, γ şi T subsistă relaţia cunoscută

$$\varepsilon T = \ln\frac{y_t}{y_{t+T}} = \gamma.$$

Decrementul logaritmic al amortizării (γ) mai poate fi determinat şi cu ajutorul relaţiei [4]

$$\gamma = \frac{1}{n}\ln\frac{y_0}{y_n},$$

în care y_n reprezintă valoarea amplitudinii după n cicluri. În acest fel au fost determinate valorile înscrise în figura 11.

5. INCHEIERE

În studiul de faţă a fost descrisă experimentarea a două plăci de beton armat de dimensiuni identice, una executată monolit, iar cealaltă prefabricată din două jumătăţi, cu monolitizarea ulterioară a rostului median.

Încercările statice duse pînă la rupere au verificat teoria clasică a liniilor de rupere a plăcilor plane, cu diferenţa că, în locul unei linii centrale de rupere, a apărut un dreptunghi de rupere. Considerarea configuraţiei reale conduce la o bună concordanţă cu calculul analitic. Întrucît însă configuraţia reală nu poate fi prevăzută, fiind funcţie de modul de armare şi de calitatea execuţiei plăcii, se recomandă utilizarea în continuare a schemei clasice cu o linie centrală de rupere, care conduce, totodată, la o dimensionare acoperitoare.

Monolitizarea rostului, în cazul studiat, nu a avut nici un efect asupra capacităţii de rezistenţă a plăcii ; ea are un rol important doar pentru obţinerea unor condiţii normale de exploatare.

Experimentările statice au avut o importanţă mai largă decît obiectul propus iniţial, prin faptul că justifică aplicarea teoriei liniilor de rupere la plăcile de beton armate cu oţeluri superioare, fără palier de curgere. După cunoştinţa autorilor, experimentări de acest fel pe modele la scară naturală nu sînt cunoscute în literatura de specialitate.

În sfîrşit, determinările caracteristicilor dinamice ale plăcii *B* (frecvenţe proprii, amplitudinile maxime ale vibraţiilor, deformatele dinamice şi capacitatea de amortizare a vibraţiilor), în cazul rostului nemonolitizat, după monolitizarea rostului şi după încercarea statică, au adus precizări preţioase asupra efectului rostului.

*

În încheiere, autorii doresc să mulţumească şi pe această cale colegilor lor, ing. H. Sandi şi ing. Gh. Şerbănescu, pentru concursul dat în pregătirea şi efectuarea încercărilor dinamice, precum şi la interpretarea rezultatelor obţinute.

Bibliografie

[1] Johansen K. W. : *Yield-line Theory*, Cement and Concrete Association, London, 1962.

[2] Pratusevici I. A. : *Metode variaţionale în mecanica construcţiilor* (trad. după ediţia din 1948, în l. rusă), Bucureşti I.D.T.

[3] Petcu V. : *Mecanisme de rupere exacte şi aproximative în calculul plastic al plăcilor dreptunghiulare de beton armat*. Studii şi cercetări de mecanică aplicată, 22, 3, (1966).

[4] Simonici M. : *Dinamica construcţiilor*, Bucureşti, Ed. Tehnică, 1958.

[5] Steinmann G. A. : *Principes généraux et applications pratiques de la théorie des lignes de rupture*, Bulletin d'Information, nr. 27, Comité Européen du Béton, Paris, 1960.

[6] Wood R. H. : *Plastic and elastic design of slabs and plates, with particular reference to reinforced concrete floor slabs*. London, Thames and Hudson. 1961.

[7] *** : *Shock and Vibration Handbook*, Vol. 1, edited by Cyril M. Harris, Charles E. Crede. New York-Toronto-London, Mc Graw-Hill Book. Company, Inc., 1961.

Indici de productivitate în unităţi naturale pentru construcţia halelor industriale cu un singur nivel din prefabricate de beton armat

Ing. I. Belfert, ing. Em. Cristea, ing. Gh. Drăgoi

I. GENERALITĂŢI

În scopul extinderii aplicării metodei de urmărire a productivităţii muncii, în unităţi naturale în construcţii, s-au efectuat de către INCERC, în anul 1965, cercetări privind nivelul productivităţii la construcţia halelor industriale cu un singur nivel, executate din prefabricate de beton armat.

Metoda de cercetare a constat din analize pe elementele din structura diferitelor tipuri de hale, în funcţie de numărul şi mărimea deschiderilor, înălţimi, număr de travee etc. Analiza s-a efectuat şi pe faze de execuţie a lucrărilor (infrastructură, structură, finisaj şi instalaţii).

În studiile efectuate la un număr important de şantiere, s-au analizat, pentru fiecare fază, atît consumurile de muncă directă, respectiv pentru executarea proceselor tehnologice pe grupe de articole de lucrări, cît şi consumurile de muncă indirectă pe categorii aferente unor operaţiuni auxiliare sau legate de condiţiile organizatorice.

Cercetările au cuprins întreaga perioadă de desfăşurare a executării halelor, în funcţie de procesele tehnologice aplicate şi de condiţiile de mecanizare şi de organizare a executării lucrărilor.

S-au analizat astfel cele mai frecvente tipuri de hale folosite în prezent şi cu perspectivă de folosire în viitor, specifice diverselor ramuri productive: industria construcţiilor de maşini, industria materialelor de construcţii, industria lemnului, industria uşoară, industria alimentară etc.

Materialul rezultat din cercetările şi studiile efectuate a stat la baza proiectării de indici de productivitate în unităţi naturale, a căror valoare se exprimă, în final, prin consum de muncă pe m^{2}Ad.

În cadrul studiilor de analiză, s-a constatat că nivelul consumurilor de muncă este influenţat, în primul rînd, de numărul de deschideri şi numărul de travee.

În graficul din figura 1 se poate urmări variaţia acestor consumuri la construcţia halelor industriale cu deschideri de 18 m.

Se menţionează că, în proiectarea indicilor de productivitate, trebuie luate în consideraţie numai consumurile raţionale de muncă, rezultate dintr-o analiză amănunţită a tuturor factorilor.

În acest scop, pe baza metodologiei de cercetare, s-a aplicat următorul procedeu:

— s-au eliminat consumurile de muncă evitabile, generate de o organizare neraţională a şantierului sau de o succesiune necorespunzătoare a lucrărilor, întreruperi din lipsă de materiale sau utilaje etc.;

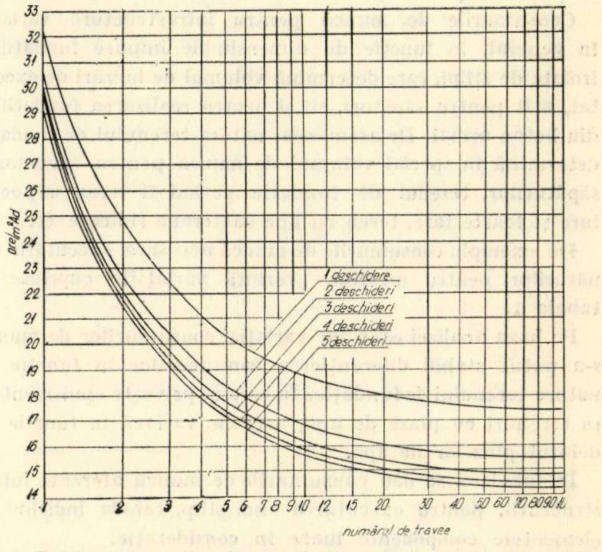


Fig. 1. Variaţia consumurilor de muncă la construcţia halelor industriale cu deschideri de 18 m

— s-au grupat consumurile raţionale rezultate pe faze de execuţie (infrastructură, structură, finisaje şi instalaţii), în cadrul acestora, pe manoperă directă şi indirectă; gruparea s-a diferenţiat şi pe elemente constructive pentru a se stabili consumurile de muncă realizate pentru un element (distinct pentru fiecare tip de stîlp, de fermă etc.).

La baza proiectării indicilor de productivitate s-au luat în considerare următoarele structuri constructive ale halelor:

— deschideri de 12 m, 15 m, 18 m, 22 m şi 24 m;

— numărul de deschideri 1—5;

— travee de 6 m şi 12 m;

— numărul de travee 3—100;

— înălţimea, pentru hale cu deschideri pînă la 18 m: $h = 6$ m la cornişe, iar pentru hale cu deschideri mai mari, $h = 7$ m la cornişe.

S-a considerat că în structura halelor intră: stîlpi, ferme, grinzi sau pane de cornişe şi dolie, acoperiş din plăci prefabricate de 6 × 1,5 m, izolaţie termică şi hidrofugă, închideri exterioare din plăci şi ferestre prefabricate din beton armat, pardoseli din beton rolat, spoieli interioare cu lapte de var şi exterioare cu vopsele pe bază de vinarom şi instalaţii funcţionale de luminat, încălzit, ventilat, alimentare cu apă şi sanitare; nu s-au inclus compartimentările interioare şi instalaţiile tehnologice.

Pentru ca valorile rezultate la structurile care au stat la baza proiectării indicilor să poată fi adaptate la o varietate cît mai mare de hale, s-a studiat în continuare posibilitatea calculării unor termeni de corecţie, în funcţie de diferiţi factori de influenţă, şi anume: înălţimi diferite de hale, diverse compartimentări, structuri diferite de acoperiş, închideri exterioare, finisaje diferite etc.

II. FACTORI CARE INFLUENŢEAZĂ NIVELUL PRODUCTIVITĂŢII LA CONSTRUCŢIA HALELOR

1. Elemente de analiză ale manoperei directe

Din studiile elaborate, pe baza cercetărilor efectuate, se desprind factorii principali care influenţează consumurile de muncă, respectiv productivitatea muncii, la construcţia halelor. Natura factorilor se grupează în raport cu faza de execuţie şi condiţiile de realizare a obiectului respectiv.

Consumurile de muncă pentru infrastructură variază, în general, în funcţie de dimensiunile impuse fundaţiilor izolate de stîlpi, care determină volumul de lucrări de executat, atît pentru săpături, cît şi pentru realizarea fundaţiilor din beton armat. De asemenea, natura terenului de fundaţie determină în special volumul de muncă pentru executarea săpăturilor, terenul de fundaţie putînd fi teren mijlociu, tare şi foarte tare, teren cu ape subterane ridicate etc.

De exemplu consumurile de muncă necesară executării săpăturilor, pentru un stîlp, prezintă variaţiile cuprinse în tabela 1.

Pe baza analizei cauzelor variaţiei consumurilor de muncă s-a putut stabili diferenţierea consumurilor în funcţie de natura terenului de fundaţie. În ceea ce priveşte epuismentele în terenuri cu pînze de apă, acestea variază în funcţie de debitul pînzelor de apă.

În tabela 2 se dau consumurile de muncă aferente infrastructurii, pentru executarea unui stîlp, tabela indicînd şi elementele componente luate în consideraţie.

Tabela 1

Înălţimea halei (la cornişă)	Natura terenului de fundaţie	Consumuri de muncă (ore/buc.)
$h \leqslant 6$ m	mediu tare foarte tare	33,65— 86,50 79,22—114,00 87,50—142,00
$h > 6$ m	mediu tare foarte tare	34,00— 84,20 98,10—111,00 126,70—130,00

Consumurile de muncă pentru structura unei hale cu un anumit număr de deschideri şi travee rezultă deci din înmulţirea numărului de fundaţii de stîlpi cu consumurile de muncă pentru un stîlp, corespunzătoare înălţimii halei.

Consumurile astfel obţinute se raportează la aria desfăşurată a halei, obţinîndu-se indici de productivitate, sub formă de consumuri de muncă exprimate în ore efective pe m²Ad.

Din analiza consumurilor de muncă la realizarea structurii se constată că aceste consumuri depind de felul prefabricatului şi de greutatea lui.

În tabela 3 sînt arătate variaţiile consumurilor de muncă la montarea prefabricatelor (care cuprinde următoarele operaţii: calarea macaralei, montarea propriu-zisă, monolitizarea, montarea şi demontarea eşafodajelor necesare montării prefabricatului).

Se remarcă că aceste consumuri se grupează pe categorii de greutate a prefabricatelor, ceea ce se explică prin faptul că consumul de muncă este în funcţie de capacitatea de ridicare cerută macaralei, grupîndu-se în piese pînă la 3 t; de 3,1—5 t; de 5,1—10 t şi piese peste 10 t.

Din analiza proiectelor halelor studiate se constată că stîlpii cu greutate sub 3 t se întîlnesc numai la hale cu deschiderea de 12 m, 15 m şi 18 m şi *h* pînă la 6 m ca stîlpi marginali şi de frontoane.

Stîlpii de 3,1—5 t se folosesc la hale cu deschiderea de 15 şi 18 m şi *h* pînă la 6 m, ca stîlpi centrali, iar pentru deschideri de 18 m, 22 m şi 24 m şi *h* mai mare de 6 m, ca stîlpi frontali.

Stîlpii de 5,1—10 t se folosesc la hale cu deschideri de 18 şi 22 m şi *h* mai mare de 6 m, ca stîlpi marginali şi centrali.

Tabela 2

Înălţimea halei		Consumuri de muncă, în ore efective, pentru o fundaţie de stîlp executată în teren tare							
	Săpături	Sprijiniri	Umpluturi	Izolaţii	Cofraje	Armături	Betoane	Montat grinzi de fundaţii	Total
$h \leqslant 6$ m	81,00	9,36	13,50	2,07	17,10	14,58	47,16	3,33	188,10
$h > 6$ m	99,00	17,10	14,49	2,88	18,90	27,00	60,30	3,33	243,00
Termeni de corecţie	teren foarte tare			$h \leqslant 6$ m					+20,16
				$h > 6$ m					+27,54
	teren mijlociu			$h \leqslant 6$ m					−20,70
				$h > 6$ m					−28,35

Tabela 3

Denumirea prefabricatelor	Caracteristici	Consumuri de muncă pentru montare (ore/buc.)
Stîlpi	pînă la 3 t	5,86– 6,85
	3,1–5 t	10,50–12,81
	5,1–10 t	13,47–15,55
	peste 10 t	23,33–25,64
Ferme	pînă la 5 t	22,00–22,20
	5,1–10 t	28,25–34,44
	peste 10 t	37,63–38,45
Grinzi	pînă la 5 t	11,24–14,96
	5,1–10 t	15,00–18,70
Plăci de acoperiş	1,5 × 0,5 m	1,70– 1,78
	1,5 × 0,75 m	2,01– 2,20
	3 × 0,5 m	2,23– 2,45
	3 × 0,75 m	2,51– 2,56
	6 × 1 m	2,77– 3,07
	6 × 1,5 m	3,21– 4,08
Pane		3,53– 5,13
Panouri pereţi		1,00– 2,25
Panouri ferestre b.a.	m²	0,52– 1,00

Stîlpii cu greutate mai mare de 10 t se folosesc la hale cu deschideri de 24 m şi *h* mai mare de 6 m ca stîlpi marginali şi centrali.

Fermele sub 5 t au deschiderea de 12 m, cele între 5,1 şi 10 t au deschideri de 15 şi 18 m, iar cele cu greutatea peste 10 t, deschideri de 22 şi 24 m.

Celelalte elemente prefabricate se folosesc în funcţie de soluţia constructivă adoptată.

Prin combinarea acestor elemente rezultă diferenţieri şi tipuri de hale cu deschideri, lungimi şi înălţimi diferite.

Analiza consumurilor de muncă pentru faza de finisaje s-a făcut după aceleaşi criterii aplicate la celelalte faze, menţinînd aceeaşi soluţie constructivă de bază.

În funcţie de cantităţile acestor lucrări, la diferite tipuri de hale, s-au analizat şi stabilit consumurile de muncă corespunzătoare, obţinîndu-se în final indici în ore/m² Ad.

Ca şi la celelalte faze de execuţie, s-au determinat termeni de corecţie pentru adaptarea la alte soluţii de finisare decît acelea avute în vedere la elaborarea indicilor.

*

La toate cele trei faze de execuţie a lucrărilor (infrastructură, structură şi finisaje) s-au stabilit, pe bază de studii, termeni de corecţie şi pentru variaţia înălţimii şi pentru rosturile de dilataţie. Întrucît unele hale industriale din prefabricate sînt prevăzute şi cu elemente din beton armat turnate monolit, s-au determinat termeni de corecţie pentru stîlpi şi grinzi, turnate monolit, de diferite dimensiuni şi greutăţi. Se mai dau termeni de corecţie pentru hale care au, ca anexă, grupuri social-administrative care fac corp comun cu hala.

În ceea ce priveşte faza de instalaţii, în analiza consumurilor de muncă nu s-au luat în considerare consumurile de muncă pentru instalaţiile tehnologice. Indicii cuprind numai instalaţiile funcţionale, adică instalaţiile electrice de lumină, instalaţii sanitare, instalaţii de încălzire şi instalaţii de ventilaţie.

2. Elemente de analiză a manoperei indirecte

Întrucît elementele de manoperă indirectă exprimă gradul şi condiţiile de organizare a executării lucrărilor, analiza acestor elemente s-a referit la fiecare fază de execuţie.

În această analiză s-au luat în considerare consumurile de muncă, cuprinse în următoarele elemente: organizare de şantier, pregătire şi confecţii de materiale, manipulări de materiale, regie de şantier, exploatare de utilaje, remedieri şi reparaţii, pregătirea în vederea predării, precum şi pierderile din cadrul întreruperilor în muncă.

Conţinutul fiecărui element de manoperă indirectă a fost stabilit pe baza analizei ponderilor de manoperă indirectă realizate pe şantiere, faţă de manopera directă sau totală, rezultate de la toate halele studiate.

III. VARIANTELE DE EXPRIMARE A INDICILOR DE PRODUCTIVITATE

Au fost analizate trei variante de prezentare a consumurilor de muncă, respectiv a indicilor de productivitate.

Prima variantă constă în exprimarea consumurilor de muncă directă pe elemente componente ale halelor (bucăţi de stîlpi, grinzi, ferme, plăci, m² de perete, m² de tencuială etc.), iar manopera indirectă sub formă de procente din manopera totală. Această variantă prezintă avantajul că la aplicarea pe şantiere oferă maximum de precizie în determinarea consumurilor de muncă. Are în schimb dezavantajul că este greoaie în aplicare, necesitînd calcule laborioase, precum şi o atenţie deosebită pentru a nu se omite lucrări din calcul.

A doua variantă constă în prezentarea indicilor sub formă de consumuri de muncă directă pe travee (de 6 m şi 12 m). Această variantă de prezentare are un grad bun de precizie, însă, de asemenea, necesită un volum mare de calcule.

Tabela 4

FAZA	Consumurile de muncă calculate pe baza variantelor de exprimare									
	Hală cu o deschidere de 18 m şi 21 travee					Hală cu o deschidere de 18 m şi 40 travee				
	Pe baza indicilor pe elemente (ore)	Pe baza indicilor pe travee		Pe baza indicilor la m² Ad		Pe baza indicilor pe elemente (ore)	Pe baza indicilor pe travee		Pe baza indicilor pe m² Ad	
		(ore)	$\left(\% \left(\frac{3}{2}\right)\right)$	(ore)	$\left(\% \left(\frac{5}{2}\right)\right)$		(ore)	$\left(\% \left(\frac{8}{7}\right)\right)$	(ore)	$\left(\% \left(\frac{10}{7}\right)\right)$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Infrastructură	14 384	14 379	99,97	13 837	96,20	25 448	25 438	99,96	25 839	101,5
Structură	10 944	10 940	99,96	10 930	99,87	20 446	20 413	99,84	20 524	100,38
Finisaje	12 557	12 551	99,95	12 352	98,37	23 065	22 995	99,70	23 242	100,77
Instalaţii	17 752	17 752	100,00	17 696	99,69	33 270	33 270	100,00	33 612	101,03
TOTAL	55 637	55 622	99,97	54 815	98,52	102 229	102 116	99,89	103 217	100,97

Tabela 5

Nr. de travee	Indici de productivitate în unităţi naturale pentru hale cu deschideri de 18 m, travee de 6 m şi $h = 6$ m														
	Manoperă directă					Manoperă indirectă					Consum total manoperă				
	Infrastructură	Structură	Finisaj	Instalaţii	Total	Infrastructură	Structură	Finisaj	Instalaţii	Total	Infrastructură	Structură	Finisaj	Instalaţii	Total
3 — 4	6,20	3,41	5,19	6,78	21,58	2,13	1,19	1,27	0,75	5,34	8,33	4,60	6,46	7,53	26,92
5 — 8	5,03	3,31	4,77	6,78	19,89	1,97	1,14	1,20	0,74	5,05	7,00	4,45	5,97	7,52	24,94
9 — 20	4,21	3,19	4,25	6,78	18,43	1,87	1,08	1,10	0,74	4,79	6,08	4,27	5,35	7,52	23,22
21 — 40	3,68	3,15	4,06	6,78	17,67	1,73	1,06	1,07	0,74	4,60	5,41	4,21	5,13	7,52	22,27
41 —100	3,54	3,13	3,98	6,78	17,43	1,70	1,05	1,06	0,74	4,55	5,24	4,18	5,04	7,52	21,98

A treia variantă constă în prezentarea consumurilor de muncă pe m² arie desfăşurată. Această formă de prezentare a indicilor are mai multe avantaje: este uşor de aplicat, nu se pot produce scăpări în calcule şi este expresivă, putîndu-se uşor compara rezultatele obţinute la diferite hale. Gradul de aproximaţie este bun; abaterile faţă de indicii din prima variantă sînt mici. În urma calculelor făcute la o serie de hale s-a constatat că aceste abateri variază între 1—1,5% (tabela 4).

Ca urmare a celor arătate mai sus s-au elaborat indicii de productivitate în unităţi naturale, exprimaţi prin consumul de muncă efectivă pe m² Ad, pe faze de execuţie, cuprinzînd atît manopera directă, cît şi manopera indirectă.

Pentru lucrările cu soluţii diferite de cele considerate la elaborarea indicilor se dă o serie de termeni de corecţie astfel că poate fi cuprinsă întreaga gamă de construcţii de hale cu prefabricate din beton armat, realizate în mod curent la noi în ţară.

În tabela 5 se dă un exemplu din tabelele cu indicii de productivitate.

Pentru aplicarea indicilor de productivitate la hale cu mai multe deschideri, în tabela 6 se dau coeficienţi de transformare.

Din graficul din figura 1 rezultă că, pentru acelaşi număr de deschideri, consumurile de muncă directă pentru 1 m² Ad scad o dată cu creşterea numărului de travee.

Pe acestă bază, s-au diferenţiat numerele de travee pe grupe restrînse, astfel încît diferenţele între valorile extreme ale grupei şi valoarea medie să reprezinte abateri de mică importanţă; în acest mod au rezultat indicii consumurilor de muncă pe grupe de număr de travee, după cum se vede în tabela 5.

IV. DOMENIUL DE APLICARE A INDICILOR DE PRODUCTIVITATE

Indicii de productivitate în unităţi naturale au o largă aplicare în diferite sectoare de activitate: la planificarea şi urmărirea productivităţii muncii de către unităţile de execuţie, la stabilirea soluţiilor cu productivitatea muncii sporită, de către institutele de proiectare, şi în diferite studii tehnico-economice, de către institutele de cercetări.

Indicii de productivitate se folosesc la unităţile de execuţie pentru:

— planificarea internă a productivităţii muncii;

— stabilirea necesarului de forţe de muncă, la întocmirea proiectelor de organizare a acestor obiective;

— analiza realizării productivităţii muncii fizice, pe faze de lucrări şi pe întregul obiect;

— analiza factorilor de influenţă în vederea reducerii volumului de muncă.

La unităţile de proiectare, indicii de productivitate constituie un element util la analiza influenţei diferitelor soluţii de proiectare asupra nivelului productivităţii muncii.

Metoda de analiză a productivităţii muncii în unităţi naturale dă posibilitatea stabilirii, pe elemente concrete, a contribuţiei proiectării în realizarea sarcinilor de creştere a productivităţii muncii.

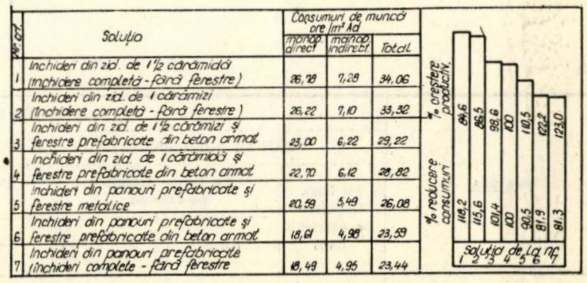
Tabela 6

Nr. de travee	Coeficienţi de transformare									
	Infrastructură				Structură		Finisaj			
	Număr de deschideri									
	2	3	4	5	2	3—5	2	3	4	5
3 — 4	0,83	0,78	0,75	0,73			0,87	0,82	0,80	0,78
5 — 8	0,81	0,75	0,72	0,70	0,96	0,94	0,85	0,80	0,78	0,76
9 — 20	0,79	0,72	0,69	0,67			0,84	0,78	0,76	0,74
21 — 40	0,77	0,70	0,67	0,64			0,83	0,77	0,74	0,72
41 —100	0,77	0,69	0,65	0,63			0,83	0,76	0,73	0,71

În graficul din figura 2 se prezintă, ca exemplu, o analiză a productivităţii muncii în funcţie de soluţia adoptată pentru închiderile exterioare, restul elementelor fiind invariabile.

Din această analiză rezultă că la construcţia halelor, care se execută fără ferestre, cu deschideri din panouri prefabricate, productivitatea este cu 38,4% mai mare faţă de cea realizată la halele cu închideri din zidărie de 1,5 cărămizi. La construcţia halelor cu închideri din panouri, faţă de acelea cu închideri din zidării de o cărămidă, productivitatea este mai mare cu 36,5%.

Productivitatea la construcţia halelor prevăzute cu ferestre din prefabricate de beton armat, cînd închiderile sînt din panouri, este cu 23,6% mai mare faţă de cea realizată la halele cu închideri din zidărie de 1,5 cărămizi şi cu 22,2% faţă de cea a halelor cu închideri din zidărie de o cărămidă.



Nr. crt.	Soluţia	Consumuri de muncă ore/m² Ad		
		manop. direct	manop. indirect	Total
1	Inchideri din zid. de 1½ cărămidă (închidere completă - fără ferestre)	26,78	7,28	34,06
2	Inchideri din zid. de 1 cărămizi (închidere completă - fără ferestre)	26,22	7,10	33,32
3	Inchideri din zid. de 1½ cărămizi şi ferestre prefabricate din beton armat	23,00	6,22	29,22
4	Inchideri din zid. de 1 cărămidă şi ferestre prefabricate din beton armat	22,70	6,12	28,82
5	Inchideri din panouri prefabricate şi ferestre metalice	20,59	5,49	26,08
6	Inchideri din panouri prefabricate şi ferestre prefabricate din beton armat	18,61	4,98	23,59
7	Inchideri din panouri prefabricate (închideri complete - fără ferestre	18,49	4,95	23,44

Fig. 2. Productivitatea muncii în funcţie de natura închiderilor la executarea halelor cu o deschidere de 18 m şi 30 travee de 6 m. Structura: stilpi, ferme, pane de cornişe, acoperişul din chesoane de 6 × 1,5 m, termo şi hidroizolaţie, închideri exterioare fără compartimentări

La construcţia cu ferestre din beton armat, productivitatea este cu 11,7% mai mare decît cu ferestre metalice (compararea soluţiilor de la nr. 5 şi nr. 6).

REUNIUNILE RILEM

(Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Materiaux et les Constructions)

Mexic 8-9, 12-14 şi 15-17 septembrie 1966

În Mexic au avut loc succesiv reuniunea grupului latino-american al RILEM între 8 şi 9 septembrie 1966, a XX-a reuniune a Comisiei permanente a RILEM între 12 şi 14 septembrie şi simpozionul cu tema: „Efectele încărcărilor repetate asupra materialelor şi construcţiilor'' între 15 şi 17 septembrie.

Sub preşedinţia prof. dr. Emilio Rosenblueth, Comisia permanentă a examinat diversele activităţi ale asociaţiei în următoarele domenii: materiale de construcţie, construcţii, metode şi maşini de încărcări, cercetări.

Realizarea sarcinilor stabilite de RILEM în aceste diferite domenii este în mare parte încredinţată comisiilor tehnice şi grupelor de lucru care studiază în prezent:

— încercări asupra cimenturilor şi betoanelor;
— durabilitatea betoanelor;
— betonul şi betonul armat în ţările calde;
— încercări nedistructive ale betonului;
— contracţia şi fluajul betonului;
— aditivi ai betonului;
— coroziunea armăturilor în beton;
— mortare şi tencuieli;
— armăturile betonului armat şi ale betonului precomprimat;
— măsurarea şi interpretarea efectelor dinamice şi vibratorii în domeniul construcţiilor şi al lucrărilor publice;
— betoane uşoare;
— încercări de recepţie a cleiurilor şi adezivilor pe bază de polimeri sintetici folosiţi ca mijloace de asamblare în construcţii;
— încercări asupra pietrelor naturale şi artificiale;
— lianţi bituminoşi.

Cu această ocazie, comisia permanentă a hotărît crearea unei noi comisii la care să participe Comitetul european al betonului (CEB), Consiliul internaţional al construcţiilor (CIB) şi Federaţia internaţională a precomprimării (FIP) care va avea ca obiectiv controlul statistic al calităţii betonului.

Pe lîngă aceasta, comisia permanentă şi-a dat acordul pentru organizarea următoarelor colocvii:

— „Betoane cu agregate uşoare'' — Budapesta 20—24 martie 1967;
— „Aditivi pentru betoane'' — Bruxelles 31 august-1 septembrie 1967;
— „Cercetări experimentale asupra noilor progrese aduse de către răşinile sintetice tehnicii betonului, betonului armat şi zidăriei'' — Paris 4—6 septembrie 1967;
— „Contracţia betonului'' — colocviu RILEM — Cembureau Madrid, primăvara anului 1968;
— „Evoluţia maşinilor de încercări mecanice'' Stuttgart, martie 1968;
— „Cauze fizice şi chimice ale fluajului şi contracţiei betonului'' — München, martie-aprilie 1968;
— „Determinarea durabilităţii betoanelor sub acţiunea îngheţului, a sulfaţilor şi acizilor'' — Praga 2—5 septembrie 1968;
— „Lianţi bituminoşi ca materiale de construcţie în construcţii civile'' — Dresda 9—10 septembrie 1968.

★

Reuniunea din Mexic a constituit un prilej de a constata dezvoltarea continuă a asociaţiei, care are în prezent 682 membri în 62 de ţări.

Această dezvoltare a fost în special marcată în America Latină, după cum arată reuniunea grupului latino-american al cărui efectiv a fost triplat de la înfiinţarea sa în anul 1963 la Buenos Aires. Grupul latino-american al RILEM, la sfîrşitul reuniunii sale, şi-a ales noul preşedinte pe domnul Ricaldoni (Uruguay) care este succesorul profesorului Delpech (Argentina).

Şedinţa Comisiei permanente s-a încheiat după ce s-a ales noul preşedinte, domnul Robert L'Hermite, delegatul Franţei.

Următoarea reuniune va avea loc în septembrie 1967 la Saint-Rèmy-les-Chereuse (Franţa) cu ocazia celei de a XX-a aniversări a RILEM.

La simpozionul internaţional cu tema „Efectele încărcărilor repetate asupra materialelor şi construcţiilor'', prezidat de Dr. Emilio Rosenblueth şi organizat de Institutul de Inginerie al Universităţii din Mexic, au asistat 105 participanţi şi au fost prezentate 40 rapoarte pe următoarele teme:

— Natura solicitărilor
— Efecte asupra pămînturilor şi rocilor
— Efecte asupra materialelor de construcţii
— Efecte asupra elementelor structurale
— Protecţia structurilor sub acţiunea forţelor perturbatoare şi studiul structurilor deteriorate.

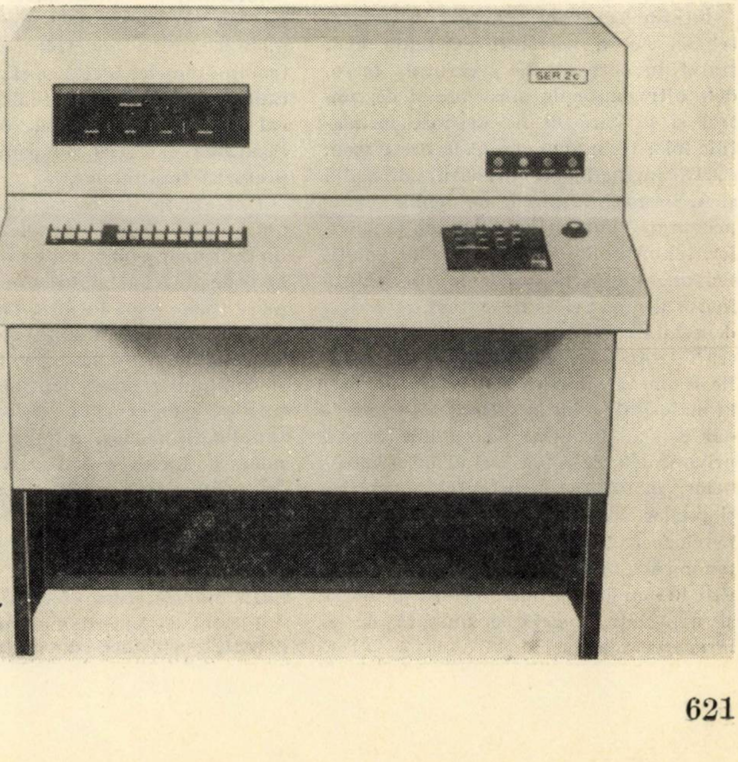
Expoziţia de maşini de birou a Republicii Democrate Germane

Intreprinderea de comerţ exterior Büromaschinen-Export din Berlin a prezentat în Pavilionul Central de Expoziţii din Bucureşti, în ziua de 21 noiembrie 1966, o gamă bogată de maşini de birou şi de prelucrare a datelor.

Scopul expoziţiei a fost de informare a specialiştilor români asupra nivelului de dezvoltare a industriei maşinilor de birou şi prelucrare a datelor în Republica Democrată Germană, cum şi de demonstrare a posibilităţilor de utilizare multilaterală a acestora.

Printre maşinile prezentate a atras atenţia în mod special calculatorul electronic pentru cartele perforate Robottron 100 care este un calculator digital, complet tranzistorizat, comandat pe bază de program. El se compune din unitatea centrală, din pupitrul de control

Fig. 1. Cellatronul SER-2c



şi de comandă şi din dispozitivul de intrare şi ieşire a cartelelor perforate.

Programul care conţine toate fazele de prelucrare pentru o anumită problemă este o succesiune de comenzi individuale, introduse în memoria internă. Dispozitivul de conducere preia la rînd comenzile din memorie, le identifică şi dispune executarea lor. Se pot executa în total 22 operaţiuni de bază. Fiecare comandă se compune dintr-o anumită combinaţie de cifre, care se identifică de către dispozitivul de conducere pentru anumite operaţiuni. Viteza dispozitivului permite executarea a 100 de comenzi pe secundă.

Calculatorul Robottron 100 se poate folosi pentru planificarea forţelor de muncă şi a fondului de salarii, decontarea salariilor, decontarea materialelor, controlul de calitate statistic, calculul preţului de cost după metoda normativă şi normarea mijloacelor circulante, planificarea şi evidenţa măsurilor tehnico-organizatorice etc.

Alte calculatoare electrice, cu calităţi deosebite sînt Soemtron 220 şi 221, maşini mici de birou, care execută adunări, scăderi, înmulţiri, împărţiri, ridicări la putere etc. Ele sînt înzestrate cu un memorizator, cu dispozitiv de reluare a produsului ca factor. Construcţia claviaturii funcţionale şi de calcul asigură metoda oarbă de tastare şi introducerea rapidă şi justă a valorilor. Capacitatea calculatorului este de 15 cifre atît la intrare cît şi la ieşire, iar durata medie de calcul este de 0,5 secunde.

Calculatorul SER-2c este de asemenea un calculator mic electronic cu comandă program pentru cele patru operaţii de bază, construit pe principiul calculatoarelor digitale. El se compune din unitatea centrală de calcul cu claviatura funcţională, claviatura zecimală pentru introducerea manuală a valorilor, lămpi semnalizatoare, maşina de scris pentru ieşire şi dispozitivele de benzi perforate pentru intrări şi ieşiri automate.

Expoziţia a mai prezentat: maşini electronice de imprimare rapidă, maşini de scris electrice, automate de scris şi de organizare precum şi rechizite de desen tehnic.

Reuşita expoziţiei a fost determinată atît de modul în care au fost prezentate maşinile cît şi de nivelul lor tehnic înalt corespunzător progresului tehnic actual.

RECENZII

I. Făcăoaru, C. Negoiţă, A. Bernath

MĂSURĂRI ŞI CONTROL CU ULTRASUNETE

Bucureşti, Editura Tehnică, 1965
532 p., 430 ilustraţii.

Studiile teoretice şi experimentale efectuate în ultimele decenii în domeniul ultraacusticii au fost urmate de o aplicare din ce în ce mai largă în practică a metodelor ultrasonice. Dintre acestea o pondere mare o au metodele ultrasonice destinate măsurării unor parametri geometrici şi fizici şi cele destinate controlului calităţii produselor industriale. Aceste metode au fost aplicate pe scară întinsă în ţara noastră, pătrunzînd în cele mai variate domenii ale ştiinţei şi tehnicii.

Introducerea în practică a acestei tehnici noi a necesitat existenţa unui tratat în care să fie prezentate metodele ultrasonice de măsurare şi de control şi în care să fie descrise instalaţiile folosite în mod curent în acest scop. Cartea inginerilor I. Făcăoaru, C. Negoiţă şi A. Bernath răspunde pe deplin acestei necesităţi, punînd la îndemîna inginerilor, tehnicienilor şi cercetătorilor ştiinţifici un preţios material de specialitate foarte complet şi foarte actual, scris cu o deosebită competenţă. La întocmirea lucrării, autorii au folosit o vastă bibliografie — sînt citate circa 500 lucrări apărute în majoritatea lor în ultimii 5—6 ani — dar ei s-au bazat şi pe studiile proprii privind defectoscopia metalelor şi betoanelor, măsurarea rezistenţei betoanelor şi rocilor sau privind utilizarea ultrasunetelor pentru a fi puse în evidenţă fenomenele care au loc în timpul întăririi betonului. În plus, autorii au folosit şi experienţa bogată acumulată de ei în acest domeniu.

Cartea, totalizînd 532 pagini, este împărţită în 11 capitole.

În primul capitol sînt date noţiunile generale privind propagarea ultrasunetelor în diferite medii, noţiuni absolut necesare pentru înţelegerea cu uşurinţă a celorlalte părţi ale lucrării. În acelaşi timp sînt expuse şi fenomenele care au loc o dată cu propagarea undelor: reflexie, refracţie, difracţie, atenuare etc. Ultimul fenomen este mai sumar prezentat, cu toate că în cuprinsul lucrării se fac dese referiri la el, fiind prezent în numeroase aplicaţii practice.

Capitolul 2 se referă la producerea şi detectarea ultrasunetelor, autorii dînd o descriere destul de amănunţită a transductoarelor piezoelectrice şi magnetostrictive, care se întîlnesc la orice instalaţie de măsurare sau control ultrasonic.

Capitolele 3, 4, 5 şi 6 sînt consacrate defectoscopiei ultrasonice, tratîndu-se într-un tot unitar principiile diferitelor metode care se pot aplica în cazul controlului pieselor metalice şi a celor nemetalice, aparatura electronică, cu ajutorul căreia se efectuează controlul, desfăşurarea operaţiei de control şi interpretarea rezultatelor.

Detectarea defectelor în metale este un capitol foarte complet, constituind un îndrumar pentru cei care aplică aceste metode de control la cele mai diverse piese (piese mari forjate, table laminate, tuburi, îmbinări sudate etc.). Tot atît de complet şi de bine pus la punct este şi capitolul privind defectoscopia nemetalelor, care cuprinde defectoscopia betonului, a rocilor, a materialelor ceramice şi sticlei, a materialelor plastice. În lucrare sînt menţionate numeroase exemple, care pentru inginerul constructor reprezintă un preţios îndrumar în interpretarea rezultatelor obţinute pe baza măsurătorilor efectuate pe şantier.

Faptul că autorii au acordat o mare atenţie problemei controlului ultrasonic al materialelor de construcţie — problemă deosebit de importantă din punct de vedere teoretic şi aplicativ, neglijată deseori de autorii străini în lucrările lor — şi au tratat-o în cele mai mici detalii, constituie unul din meritele lucrării.

În capitolele 7, 8, 9 şi 10 autorii se ocupă de metodele ultrasonice şi de instalaţiile corespunzătoare pentru efectuarea de măsurători în medii solide, lichide şi gazoase, sînt date indicaţii ample cu privire la măsurarea unor parametri fizici (modulul de elasticitate, rezistenţa mecanică a betonului, vîscozitatea unui lichid etc.), ca şi a unor mărimi geometrice (grosimi, adîncimi ale apei etc.).

Ultima parte a lucrării se referă la aplicaţiile metodelor ultrasonice în medicină, cu care ocazie sînt indicate cele mai noi tehnici în această direcţie: ecoultrasonografia, ultrasonocardiografia şi ultrasonoreografia.

Cu toată întinderea mare a domeniului care face obiectul acestei lucrări şi cu toată varietatea şi cantitatea mare a materialului documentar cercetat, totuşi autorii au ştiut să extragă esenţialul din acest material pentru a prezenta cititorului o sinteză clară şi bine sistematizată. Autorii, reuşind să cuprindă în cadrul unui singur volum toate metodele moderne de măsurare şi de control cu ultrasunete, au determinat creşterea şi mai mare a valorii lucrării.

Volumul „Măsurări şi control cu ultrasunete" umple un gol resimţit în literatura tehnică de specialitate şi va contribui desigur la stimularea introducerii în practică a metodelor ultrasonice, care-şi dovedesc din ce în ce mai mult utilitatea şi superioritatea faţă de unele aşa-zise metode clasice.

Ing. **Mircea Grumăzescu**

DOCUMENTARE

PREFABRICAREA PE BANDĂ A PANOURILOR MARI

Pentru construirea unui nou cartier în mica comună Seynod (Franța), care va cuprinde 732 apartamente repartizate în 16 blocuri turn cu cite 10 etaje, s-a folosit procedeul numit „Tracoba nr. 1”. Acest procedeu constă din utilizarea elementelor grele prefabricate (panouri) din beton armat cu strat termoizolator din polistiren expandat, pentru pereți transversali portanți, pereți longitudinali de contravîntuire, planșee dală și pereți de fațadă.

Acest procedeu nu constituie o noutate; ceea ce este interesant, este modul de realizare a elementelor prefabricate în uzină.

Uzina de prefabricate care alimentează șantierul este situată la cîțiva kilometri, la Metz-Tessy, unde ocupă o suprafață de 2 ha, din care 2 000 m² acoperiți. De la distanță, uzina lasă impresia că nu se deosebește de oricare alta, avînd un parc de stocaj prevăzut cu o macara de 80 t/m (fig. 1). În apropierea ei, se remarcă însă ceva deosebit. De exemplu, acoperișul clădirilor nu se deschide pentru a permite trecerea panourilor finite, centrala automată descarcă betonul într-un buncăr tampon situat la mijlocul unei benzi rulante; armăturile și elementele care se înglobează în panouri la turnarea acestora sînt depozitate la posturi fixe ; două linii de etuve stropesc cu jeturi de vapori cînd se deschid ușile. Toate aceste detalii dau acestei uzine un aspect neobișnuit, deoarece organizarea fabricației nu este aceea tradițională, ci se bazează pe principiul de lucru în lanț.

Pentru realizarea unui adevărat lanț de fabricație, s-a creat mașina de transfer MT 17 care permite să se instaleze posturi fixe de lucru, prin fața cărora se deplasează tiparele pînă la terminarea completă a panoului. A apărut mai rațional a se face să circule produsul în curs de confecționare, în loc să se deplaseze echipele de lucru și materialele de la un tipar la altul. Linia de fabricație (fig. 2), constituită dintr-o cale ferată pe care sînt instalate platforme metalice montate pe roți și legate unele de altele, permite să se realizeze elemente de grosimi variabile și de toate dimensiunile sub 7×4,50 m (aceste dimensiuni pot fi modificate) cu aplicarea oricărui procedeu de prefabricare. Tiparul propriu-zis este format din elemente mobile și din cadre, pentru crearea golurilor de uși-ferestre în care se montează tocurile tîmplăriei (fig. 3).

Posturile de lucru sînt dispuse în lungul liniei și panoul care se confecționează trece prin fața lor „în pasul liniei”. Aceasta corespunde cu tipul de oprire a fiecărui panou în fața unui post de lucru, înainte de a trece la postul următor.

Linia, comandată de la un post central de control, începe prin ungerea și asamblarea tiparului. La postul următor sînt montate armăturile și elementele de instalații, apoi tiparul ajunge la postul

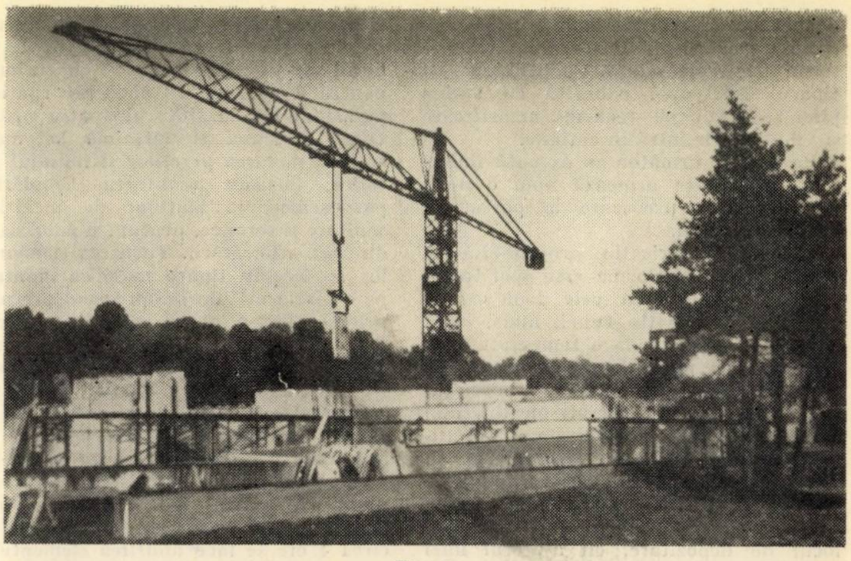


Fig. 1

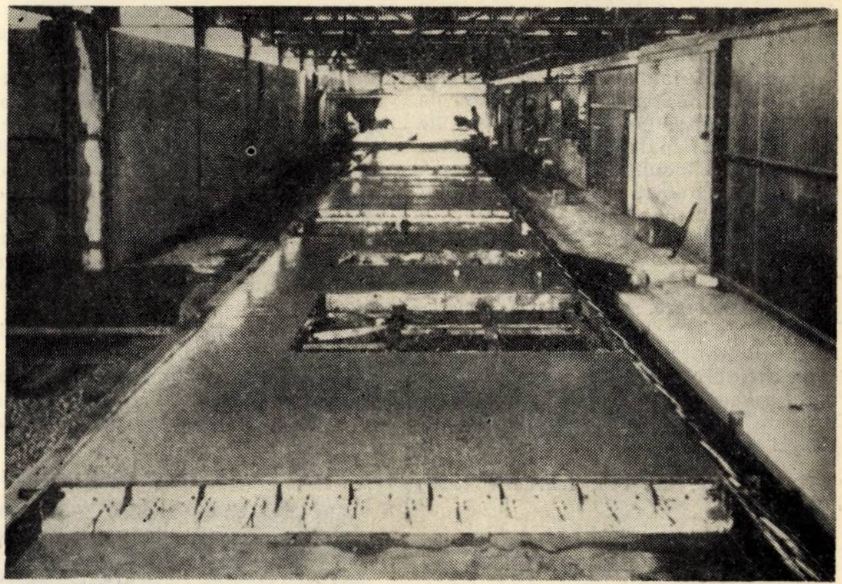
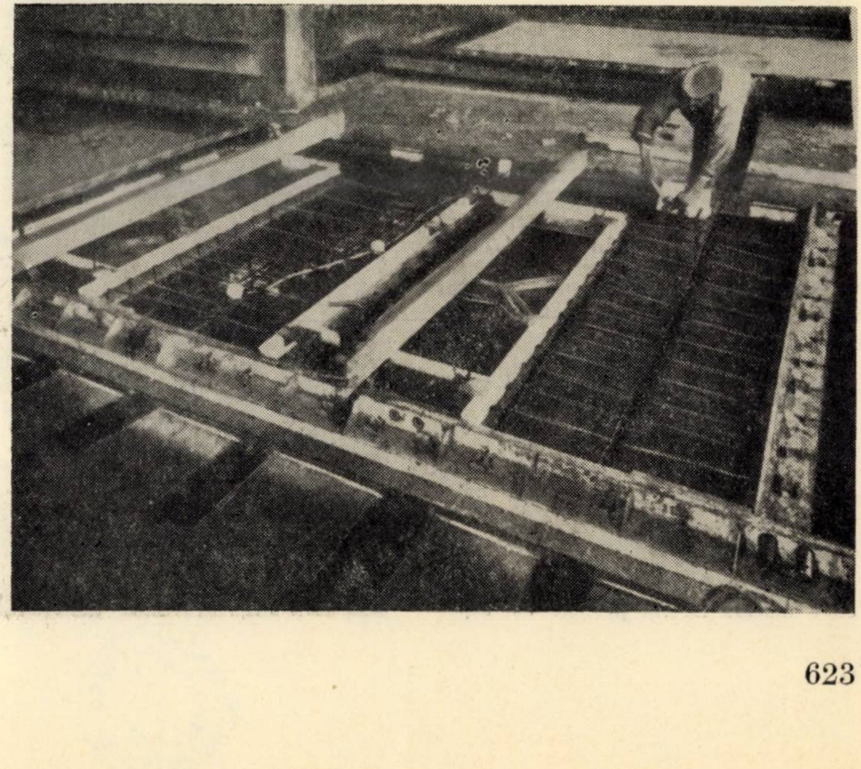


Fig. 2

Fig. 3



de betonare: betonul malaxat este distribuit printr-un buncăr echipat cu o trapă telecomandată. Platforma cu tiparul este apoi coborîtă cu verine pînă se așază pe reazeme amortizoare și vibratoarele intră în acțiune.

La postul următor se execută finisajele, după care urmează apoi o nouă oprire pentru preuscare la postul cu lămpi infraroșii.

Linia de fabricație propriu-zisă se oprește aici: platforma este apoi transbordată pe una din cele două căi de acces în etuvele tip tunel, unde, după 4 ore de staționare la o temperatură de 80°C într-o atmosferă umedă, platforma este deplasată spre postul de decofrare. Aici elementele laterale ale tiparului sînt ridicate cu ajutorul unui pod rulant echipat cu un electromagnet și, la postul următor, platforma este basculată cu verine pînă la un unghi de 80°; panoul decofrat este apoi trimis spre locul de depozitare, cu ajutorul unei macarale sau a unui auto-transportor. Platformele sînt apoi dirijate, după curățire și spălare automată, spre capătul liniei, unde se leagă de celelalte platforme și reintră în circuit.

Această mașină de transfer realizează o reducere apreciabilă a duratei de fabricație suprimînd toate intervențiile omului în manipularea produsului între posturile de lucru. În plus, adoptarea unui pas automat ameliorează ritmul lucrului.

În prezent, uzina Metz-Tessy este echipată pentru a produce zilnic, în două schimburi a cîte 9 ore, toate elementele necesare, pentru trei apartamente.

Această instalație, care permite utilizarea tuturor procedeelor de prefabricare, asigură o mare suplețe, atît în ce privește sortimentul producției, cît și ritmul de fabricație.

(Bâtir, nr. 145, februarie 1966)

ANSAMBLU DE LOCUINȚE DIN ELEMENTE PREFABRICATE SPAȚIALE

La Montreal se află în curs de construcție ansamblul de locuințe Habitat 67, format din elemente prefabricate spațiale din beton armat. Ansamblul cuprinde 354 de elemente spațiale formînd 158 de apartamente. Un apartament constă din 1, 2 sau 3 elemente spațiale. Fiecare element spațial, de tip pahar, format dintr-o placă inferioară și patru pereți, are lungimea de 11,70 m, lățimea de 5,33 și înălțimea de 3,04 m. Elementele se îmbină între ele prin bulonare și pretensionare. Între apartamente se prevăd scări și culoare de acces.

Întregul ansamblu are o formă aproximativ piramidală cu înălțimea de cca 42 m, lățimea de 91,2 și lungimea de 304 m.

Toate elementele prefabricate, care reprezintă 30 000 m^3, respectiv 75% din volumul total de beton folosit pentru aceste construcții, se execută la sol într-un atelier de prefabricate, situat în apropierea șantierului, și se montează cu o macara Derrik pe șine cu capacitatea de ridicare de 100 tone, ajutată de o macara pe șenile de 130 tone. Atelierul de prefabricate este dimensionat pentru a produce 10 elemente spațiale pe săptămînă cu ajutorul a patru tipare. După turnarea și întărirea betonului se face sablarea pereților și finisajul interior, inclusiv montarea tîmplăriei, pardoselilor, instalațiilor de încălzire, sanitare și termice, precum și a dotărilor din băi și bucătării. Turnarea elementelor se face în tipare metalice montate pe o platformă din beton armat precomprimat. Într-o primă etapă se toarnă placa inferioară și centura, iar după 12 ore, cînd betonul a atins rezistența de 210 kg/cm^2, se toarnă și pereții. Vibrarea se face atît cu vibratoare exterioare de mare frecvență, montate pe panourile tiparelor, cît și cu pervibratoare. Betonul are o rezistență de minimum 350 kg/cm^2 la 28 de zile. După turnare și o perioadă de păstrare de circa 4 ore se face aburirea elementelor sub prelate timp de circa 12 ore, după care se scot panourile interioare de cofraj și se face o nouă aburire pînă ce betonul atinge rezistența de 280 kg/cm^2. După răcire, elementele spațiale, cu greutatea de 85 tone, sînt transportate din atelier cu mijloace de transport speciale cu capacitate de ridicare de 80 și 100 tone. După montarea instalațiilor interioare și finisarea elementelor spațiale, se așază deasupra un acoperiș provizoriu (foi de polietilenă montate pe un schelet de lemn) pentru a proteja elementele finite pînă la așezarea plăcii de acoperiș definitive din beton precomprimat.

După montajul elementelor spațiale cu macaraua Derrik de 100 tone, se face asamblarea lor prin precomprimare.

Culoarele interioare sînt formate din plăci de beton precomprimat cu armătura pretensionată prin procedeul Freyssinet; ele transmit o parte din sarcinile orizontale la trei caje de lift care deservesc ansamblul.

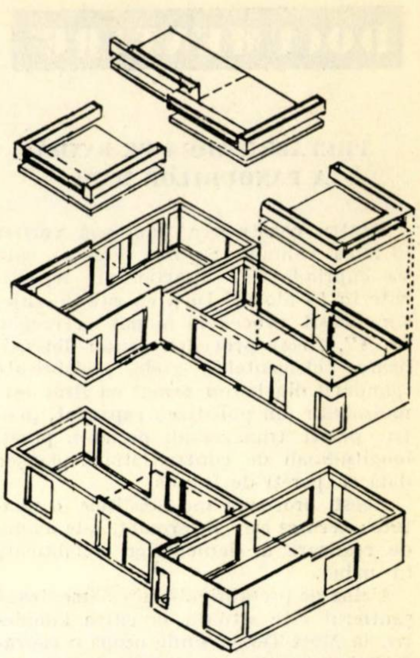
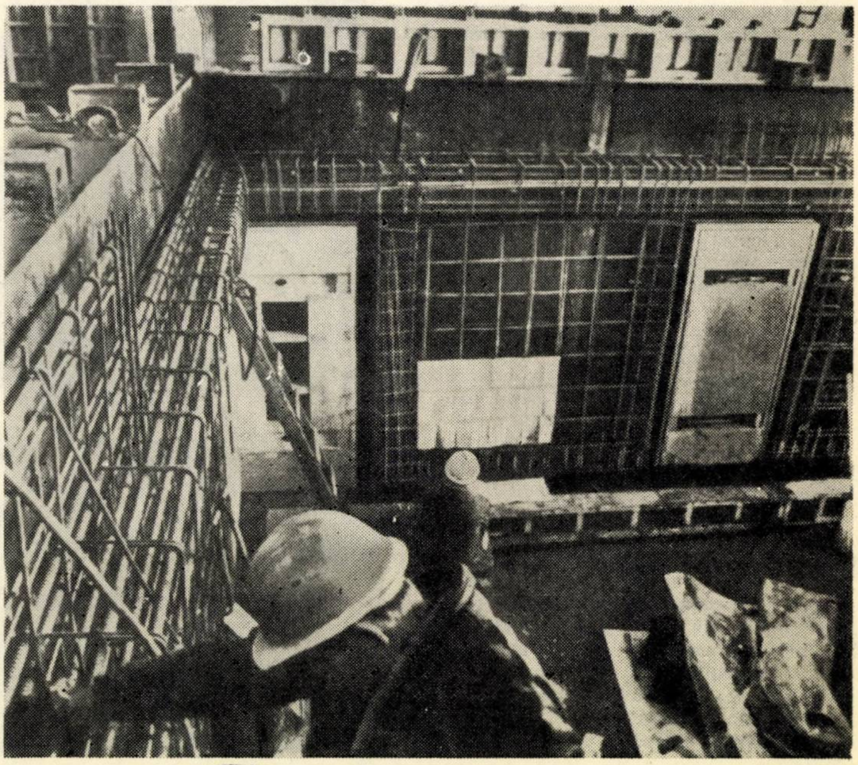


Fig. 4. Ansamblul elementelor spațiale

Planificarea operațiunilor de construcție s-a făcut prin metoda drumului critic, fiind necesare revizuiri constante datorită noutății soluției. Lucrarea trebuie să fie terminată în aprilie 1967, la deschiderea Expoziției Mondiale „Expo 67".

(Engineering and Contract Record nr. 5, mai 1966)

Fig. 5. Montarea armăturii în tiparul elementului spațial



ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

XIV. Bauma

Tîrgul BAUMA 1967 va avea loc între 11 și 19 martie pe o suprafață de 240 000 m² la Oberwiesenfeld, cu participarea a cca 700 firme, dintre care 150 din Germania.

Datorită participării mai largi în domeniul utilajelor de construcții, suprafața afectată pentru exponate a fost mult mărită față de anul trecut.

Pe baza experienței ultimilor ani se așteaptă ca Tîrgul BAUMA să fie vizitat de cca 100 000 specialiști din toată lumea.

11 - 19 Martie 1967

xiv.bauma

Targul Internațional
de Mașini
de Construcții
Muenchen

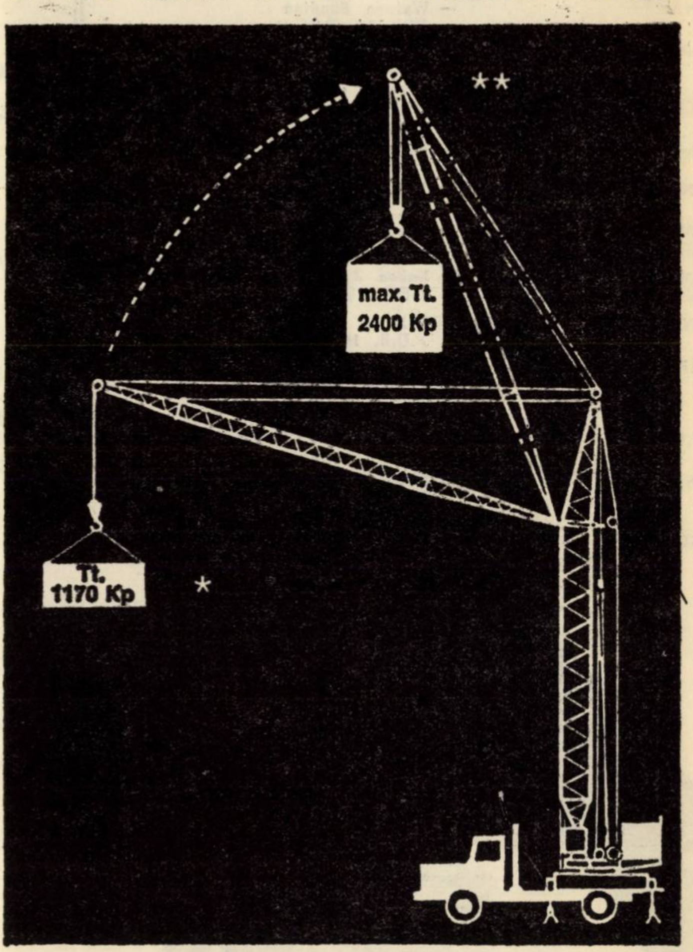
bauma 67

Piață mondială pentru mașini de construcții

Informațiuni: B A U M A • 8 München 25 • Germania

BEWAG

Kran T 15/15



* săgeata maximă 15 m, cablu cu 1 fir — înălțimea de rulare cca 16 m

** săgeata minimă 6,2 m, cablu cu 2 fire — înălțimea de rulare cca 25 m

Macaraua BEWAG tip T 15/15

montată pe camionul dv. și utilizată la montajul prefabricatelor de greutate medie

Programul de fabricație al firmei BEWAG

cuprinde și macaralele fixe sau montate pe autocamioane de tip mai ușor pentru săgeți de 9 m, 11 m și 15 m;

Persoanele interesate se pot adresa reprezentantului firmei BEWAG din REPUBLICA FEDERALĂ A GERMANIEI

H. Förster 6000 Frankfurt/Main
Am alten Schloß 21 Telefon 57 10 84

DO NOT FORGET TO RENEW YOUR SUBSCRIPTION TO „REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII“ for 1967

Write directly to

„CARTIMEX“, P.O.B. 134—135, Bucharest, ROMANIA,

or get in touch with its representatives in your country at the following addresses:

ALBANIA — Ndermarja Shtetnore e Botimeve, Tirana

AUSTRIA — Globus Buchvertrieb, Salzgries 16, Wien XX

BELGIUM — Du Monde Entier, 5, Place St. Jean, Bruxelles

BULGARIA — Raznoiznos, 1, rue Tzar Assen, Sofia

CHINA — Waiwen Shudian
POB 88, Peking

CUBA — Cubartimpex
Calle Ermita 48, San Pedro, Habana

CZECHOSLOVAKIA — Artia
Ve Smenkach 30, Praha I

FINLAND — Akateminen Kirjakauppa
POB 128, Helsinki

FRANCE — Messageries de la Presse Parisienne
111 Rue Réaumur, Paris 2-e

GERMAN DEMOCRATIC REPUBLIC — Deutscher Buch Exp. u. Import, Leninstrasse 16, Leipzig 701

GERMANY, FEDERAL REPUBLIC OF — Kubon & Sagner
P.O.B. 68, München 34

HUNGARY — Kultura
P.O.B. 149 Budapest 62

ISRAEL — Haiflepac Ltd.
11 Arlosoroff Street, Haifa
— Lepac.
15, Rambam St., Tel Aviv

ITALY — So. Co. Lib. Ri Export-Import
Piazza Margana 33, Roma

JAPAN — Nauka Ltd.
2 Kanda Zimbocho
2 Chome Kiyoda-ku, Tokyo

MONGOLIA — Mongolgosknigotorg
Ulan Bator

KOREA, PEOPLE'S DEMOCRATIC REPUBLIC OF — Chulphanmul
Phenian

NETHERLANDS — Meulenhoff
Beulingstraat 2, Amsterdam

NORWAY — Norsk Bogimport
P.O.B. 3267, Oslo

POLAND — Ruch
ul. Wilcza 46, Warszawa

PORTUGAL — Libreria Buchholz
Avda. Liberdade, Lisboa

SPAIN — Libreria Herder
Calle de Balmos 26, Barcelona

SWEDEN — D. C. Fritze
Fredgatan 2, Stockholm 16

SWITZERLAND — Pinkus & Cie.
Froschaugasse 7, Zürich

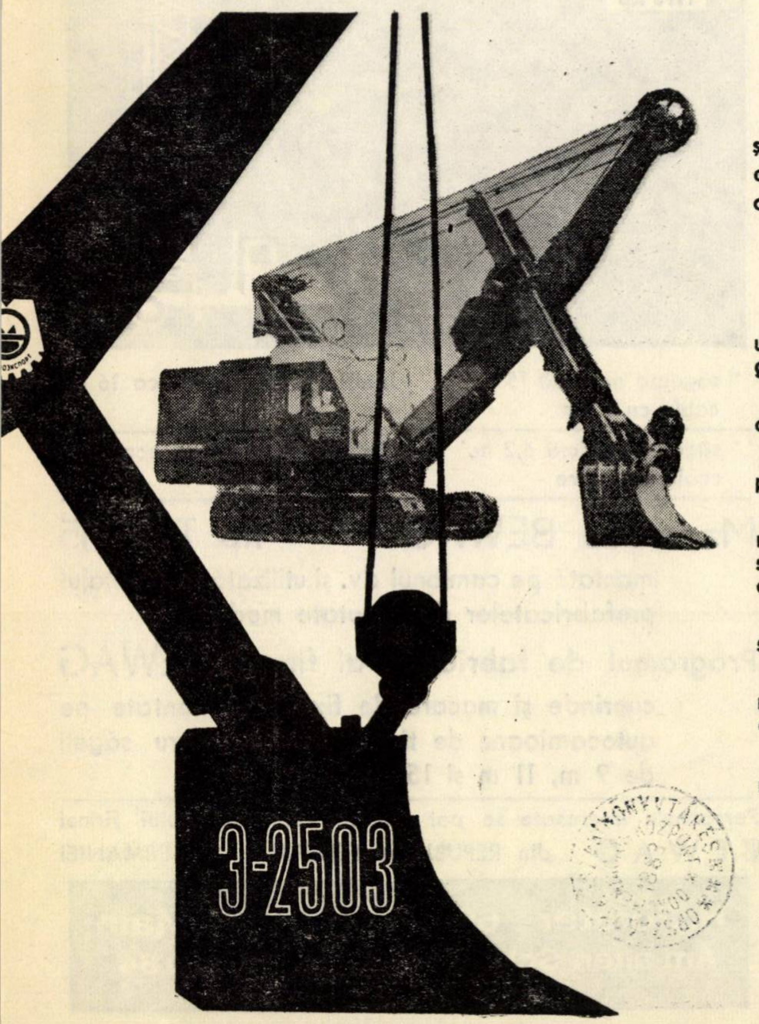
UNITED KINGDOM — Collet's Holdings Ltd.
Denington Industrial Estate
Wellingborough, Northants

U.S.A. — Fam Book Service,
69 Fifth Avenue, Suite 8 F
New York 10003, N. Y.
— Continental Publications, 111, South Mermanee Ave.
St. Louis, Missouri 63105

U.S.S.R. — Mejdunarodnaia Kniga,
Moscow G — 200

VIETNAM, DEMOCRATIC REPUBLIC OF — So Xunt Nhap Khap Sach Bao
Hai Ba Trung 32, Hanoi

YUGOSLAVIA — Jugoslovenska Kniga
Terazije 27, Beograd
— Forum
1 Vojvode Misica, Novisad
— Prosveta
Terazije 16/1, Beograd



EXCAVATORUL 3 - 2503

Excavatorul 3 — 2503 cu rotație completă, montat pe șenile, este unul dintre cele mai puternice, cele mai sigure și de maximă productivitate, din seria de excavatoare universale oferite de

V/O MACHINOEXPORT

Excavatorul 3 — 2503 este conceput pentru excavarea unor volume mari de terasamente și de roci de toate categoriile.

Capacitatea cupei atinge 3,2 m³ la excavarea rocilor de carieră de categoria V—VI.

Dotat cu o macara mobilă, excavatorul tip 3 — 2503 poate fi utilizat:

Pentru încărcarea și descărcarea pieselor grele, pentru montajul și asamblarea construcțiilor și a utilajului în construcții industriale și civile, pentru montajul termocentralelor, centralelor hidroelectrice și nucleare.

Forța maximă de ridicare a macaralei este de 60 t la o săgeată de 15 m.

Excavatorul dispune de comenzi electrice și este alimentat de la rețeaua de 380 V după sistemul generator-motor, cu amplificatoare magnetice.

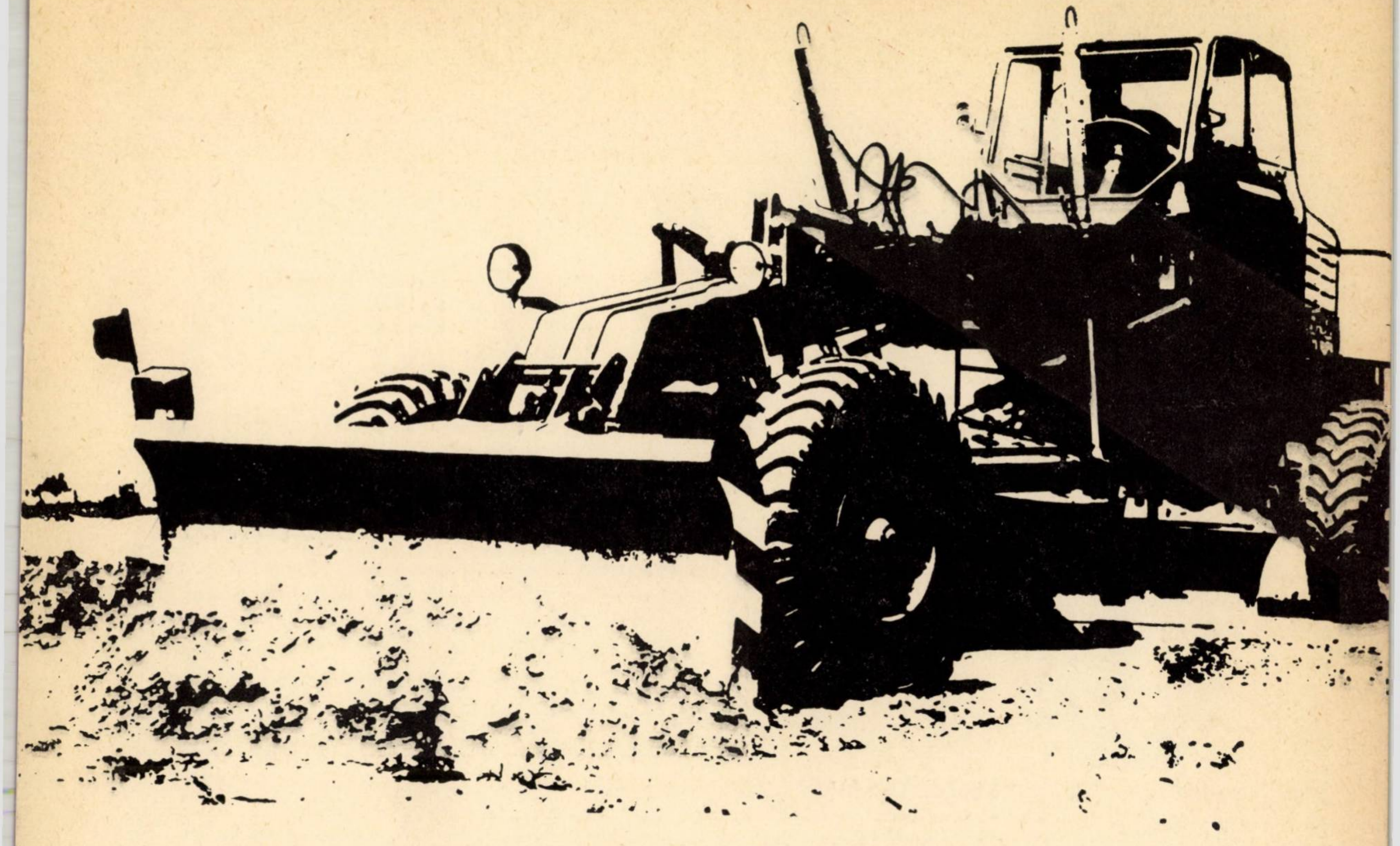
Mecanismele excavatorului au comandă electropneumatică.

Pentru informații în privința condițiilor de livrare cît și pentru a obține cataloage și prospecte, vă puteți adresa la:

V|O MACHINOEXPORT

VSESOJUZNOJE OBJEDINENIJE

MOSCOVA V— 330 MOSFILMOVSKAIA 35—TELEX 710



O UTILIZARE RAȚIONALĂ PE TOATE
ȘANTIERELE DE CONSTRUCȚII

Autostrăzi
Drumuri
Îmbunătățiri funciare
Construcții industriale
Căi ferate
Canalizări
Agricultură și economie forestieră

Grederul SHM 4 E
produs de VEB Industriewerk Halle-Nord
întreținere ușoară
cabină pentru zone tropicale și subtropicale
motor Diesel de 120 CP, răcire cu aer
se furnizează cu piese de rezervă

Exportator :
Deutscher Iunen und Aussenbandel
108 Berlin, Mohrenstrasse 61
Republica Democrată Germană

Informații
Ambasada Republicii Democrate Germane în
Republica Socialistă România
Secțiunea comercială
Calea Dorobanților 14, București
telefon : 11.39.97

MASCHINEN•EXPORT

1967 JUL - 6

FABRICA

CERAMICA

JIMBOLIA

STR. MĂRĂŞEŞTI 58
Raion TIMIŞOARA — Reg. BANAT

PRODUCE
ŞI
LIVREAZĂ

- pe bază de repartiţie

ŢIGLE CERAMICE DUBLU FALT
CONFORM STAS 518—58

- fără repartiţie

CĂRĂMIZI PLACAJ PENTRU
ZIDĂRIE APARENTĂ ÎN
CULORILE ROZ SAU GALBEN

R

RÂLVA

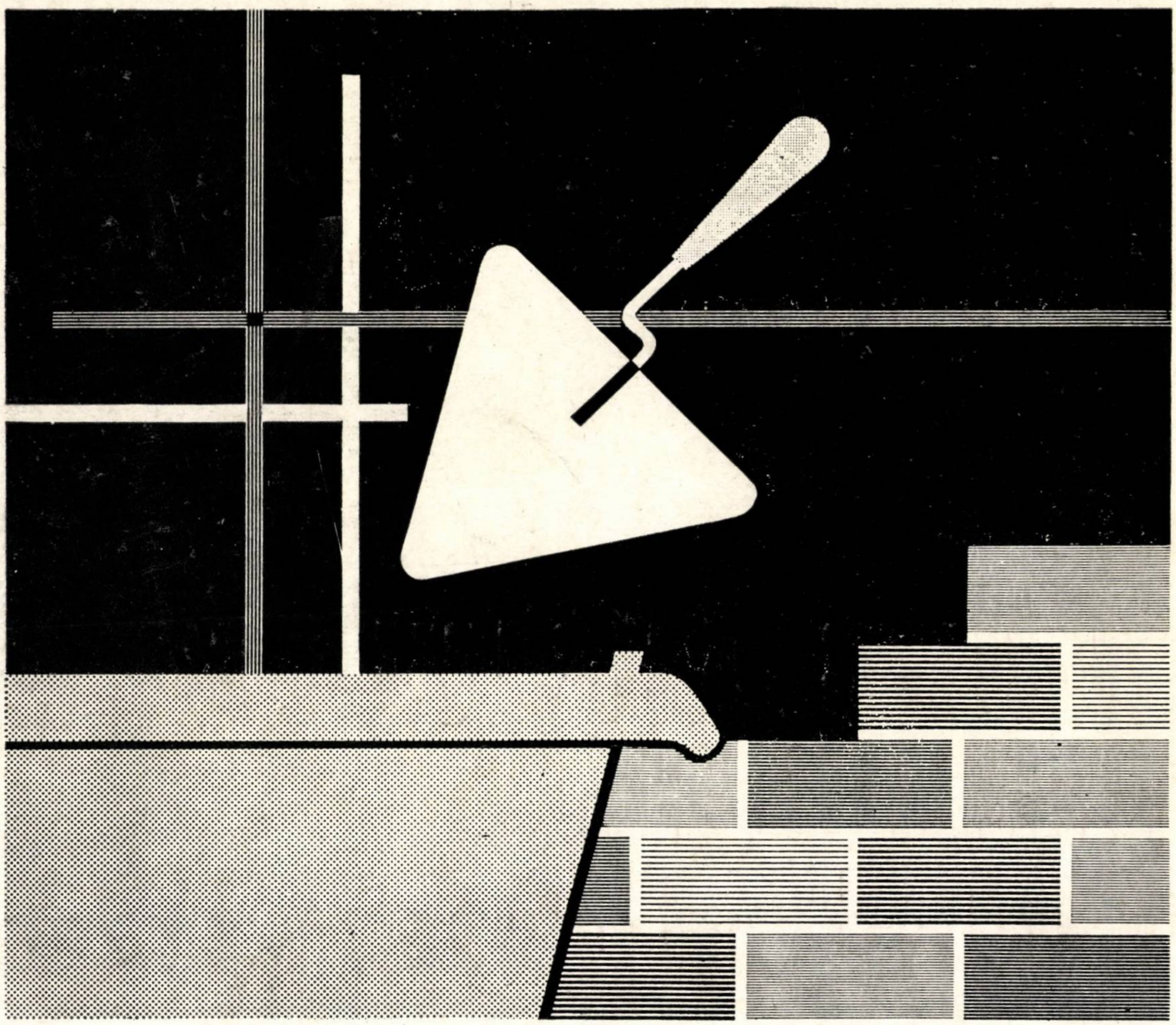
1966 12

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT
PENTRU CONSTRUCȚII
ARHITECTURĂ ȘI SISTEMATIZARE

REVISTA CONSTRUCȚIILOR ȘI A MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

HOECHST livrează pentru sectorul de construcții :

materiale de adaos pentru betoane și mortare, materiale auxiliare, materiale plastice necesare producției de elemente de construcție, materie primă pentru producția de vopsele, materiale pentru protecția lemnului, materie primă pentru fabricarea de adezivi și pardoseli, pelicule izolatoare, chituri și mortare refractare și antiacide, pelicule din PVC moale pentru lucrul pe timp friguros și intemperii, **TREVIRA** de mare rezistență pentru îmbrăcăminți de protecție, cabluri, plase de protecție, prelate cauciucate sau protejate cu material plastic, benzi transportoare, (R) HOSTALEN-G pentru fabricarea canistrelor, găleților etc.



R07-R

HOECHST

FARBWERKE HOECHST AG — FRANKFURT/MAIN — HOECHST
REPUBLICA FEDERALĂ A GERMANIEI

E 1688

R

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883

Revista construcţiilor şi a materialelor de construcţii

ORGAN AL COMITETULUI DE STAT PENTRU CONSTRUCŢII, ARHITECTURĂ ŞI SISTEMATIZARE

12

1966

VOLUMUL 20, Nr. 12

DECEMBRIE 1966

COLEGIUL DE REDACŢIE

Prof. ing. Florescu Emanoil, prof. ing. Drogeanu Nicolae, conf. ing. Negru Radu, ing. Andrei Andrei, conf. dr. ing. Dumitrescu F. Dan (redactor responsabil), ing. Ghiţescu Dan, ing. Gyali Zoltan, ing. Halmagiu Mircea, ing. Ionescu Constantin, prof. ing. Matescu Dan, prof. ing. Mazilu Panait, ing. Medveţchi Anton, ing. Pop Simion, conf. ing. Radovici Barbu, dr. ing. Scarlat Adrian

SUMAR

GH. VASILIEV, R. CUNESCU

Tendinţe în dezvoltarea metodelor moderne de determinare a stării de tensiune şi deformaţie în zonele de contact ale învelişurilor subţiri cilindrice cu aplicaţii la calculul cuptoarelor rotative. 625

N. ONEA

Cercetarea calităţii betoanelor prin folosirea combinată a ultrasunetelor şi a extragerilor de carote 629

D. CONSTANTINESCU

O posibilitate de simplificare a verificării elementelor de beton armat întinse centric sau încovoiate la starea limită de deschidere a fisurilor 635

E. BOTEA, I. MANOLIU

Aspecte ale conlucrării între construcţie şi teren la fundaţiile pe piloţi 643

T. GEREB, N. POSEA, S. MURGULESCU, C. MANEA

Efectul umpluturilor laterale la fundaţii masive de maşini 646

S. ŞULER, R. GERTLER

Factori de care depinde introducerea unor pachetizări valabile pe întregul circuit pentru materialele de zidărie 656

L. ANTOHI

Corpuri de încălzire cu lichid intermediar . . 663

ELENA DRAGOMIRESCU, P. CĂLINESCU, M. POPOVICI

Problemele folosirii gazbetonului la plăci de acoperiş de 6 m lungime pentru construcţii industriale 668

DOCUMENTARE

SUMAR GENERAL PE ANUL 1966

43 405

Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii, organ al Comitetului de Stat pentru Construcţii, Arhitectură şi Sistematizare — Redacţia, administraţia şi casieria: Bucureşti, str. Episcopiei nr. 9, raion 30 Decembrie, telefon: redacţia 13.98.80; administraţia 16.49.14. Abonamentele se primesc numai la sediul redacţiei. Instituţiile pot achita abonamentele în contul de virament nr. 136.401.39 Direcţia Executării de Casă a Bugetului Statului — Redacţia Publicaţiilor „Revista Construcţiilor şi a Materialelor de Construcţii" şi „Arhitectura"

Preţul unui exemplar lei 8

Taxele poştale plătite în numerar, conform aprobării D.G.P. nr. 560/16607/1966

I. P. I. — c. 5067

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT

Tendințe în dezvoltarea metodelor moderne de determinare a stării de tensiune și deformație în zonele de contact ale învelișurilor subțiri cilindrice cu aplicații la calculul cuptoarelor rotative

Ing. Gh. Vasiliev, ing. R. Cunescu

1. INTRODUCERE

Creşterea continuă a producţiei materialelor de construcţii a necesitat construirea cuptoarelor rotative pentru fabricarea clincherului de dimensiuni din ce în ce mai mari.

Această tendinţă este generală, pe scară mondială. În timp ce pînă în 1953 dimensiunile cuptoarelor nu depăşeau 3,6 m diametru şi o producţie de circa 650 t/24 ore, după această dată încep să apară unităţi din ce în ce mai mari. Se pot cita astfel cuptoarele :

- — Sibtiajmaş (U.R.S.S.) de Ø 4,5 × 170 m ;
- — Stroimaşina (U.R.S.S.) de Ø 4 × 150 m ;
- — Five-Lille (Franţa) de Ø 6,1/5,2/5,65 × 177 m ;
- — Uralmaş (U.R.S.S.) de Ø 5 × 185 m ;
- — Smidth (Danemarca) de Ø 5,3 × 210 m ;
- — Wickers Armstrong (Anglia) de Ø 5,8/5,03/5,33 × 175 m ;
- — Smidth (Danemarca) de Ø 6,9/6,3/6,9 × 260 m.

În U.R.S.S., la Institutul Miiţement este proiectat un cuptor şi mai mare, de Ø 7 × 230 m.

Noile cuptoare se caracterizează printr-o producţie ridicată, ajungînd la 2 000—3 000 t/zi de cuptor. Deschiderile dintre reazeme sînt sensibil mărite faţă de cele ale cuptoarelor mici, iar numărul de reazeme este cît mai redus posibil, nedepăşind numărul de 7—8.

Datorită acestui lucru, reacţiunile pe reazeme sînt de ordinul a 600—700 t, iar virolele de sub inelele de rulare ajung la grosimi de 110—125 mm.

La noi în ţară, după construirea unui număr de cuptoare de dimensiuni medii de Ø 3 × 88,6 şi Ø 3 × 100, s-a trecut începînd din anul 1960 la construirea unor cuptoare mari :

— cuptoarele CR 800 de Ø 4/3, 6/4 × 150 m şi producţie 800 — 1 000 t/zi, pentru procedeul umed de fabricaţie cu care sînt echipate în prezent fabricile de ciment din ţară ;

— cuptorul CR 650 de Ø 3,6 × 150 m şi 650 t/zi destinat exportului ;

— cuptorul CR 800 U de Ø 4 × 64 şi de 800 t/zi, pentru procedeul uscat de fabricaţie a cimentului ;

— cuptorul CR 1 200 de Ø 4,5 × 170 m de 1 200 t/zi care este deocamdată numai proiectat.

Proiectarea şi construirea cuptoarelor susmenţionate a constituit un salt calitativ remarcabil faţă de ceea ce s-a lucrat anterior în acest domeniu. Realizarea lor a însemnat învingerea a numeroase dificultăţi atît teoretice, de proiectare, cît şi de fabricaţie, montaj şi punere în funcţiune.

Pe plan mondial necesitatea sporirii producţiei a împins la construirea cuptoarelor de dimensiuni foarte mari, ca cele menţionate, în timp ce în literatură nu era stabilită o bază teoretică de calcul, care să oglindească cu suficientă precizie fenomenul fizic corespunzător. O dată cu punerea în funcţiune peste hotare a unor unităţi de dimensiuni mari, s-au constatat unele comportări nesatisfăcătoare, în special în ceea ce priveşte rigiditatea corpului cuptorului, chiar la produse ale unor firme străine cu mare tradiţie în acest domeniu.

Importanţa dimensionării corecte a cuptorului rezultă atît din valoarea ridicată de investiţie, cît şi din faptul că utilajul este destinat a lucra un număr mare de ani. Importanţa acestor factori este bineînţeles direct proporţională cu mărimea cuptorului.

Se vede că necesitatea cunoaşterii stării reale de solicitare din corpul cuptorului a devenit deosebit de acută atunci cînd s-a trecut la construcţia cuptoarelor mari.

Tendinţele principale în metodele noi de calcul ale cuptoarelor constau în aplicarea principiilor moderne ale teoriei elasticităţii şi ale teoriei învelitorii elastice subţiri.

Primul pas a fost trecerea de la formulele elementare ale teoriei grinzilor la calculul învelişului cilindric circular cu ajutorul teoriei fără momente.

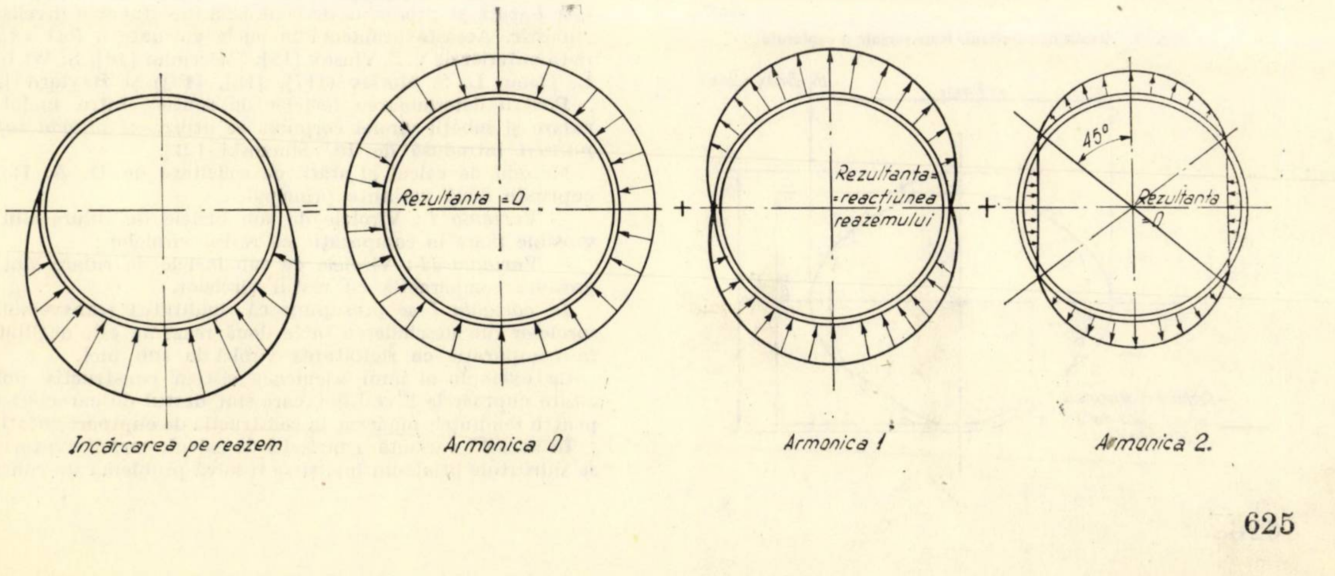
O lucrare importantă în acest sens a fost scrisă în 1943 de Wingerter [1] şi constituie pînă în prezent baza de calcul al corpului cuptorului, dar această metodă nu rezolvă problemele legate de deformaţii în apropierea reazemelor. Starea de solicitare în această regiune este de tipul „mixt", cu momentele încovoietoare şi forţele de forfecare de mărime comparabilă cu cele de întindere-compresiune.

Este deosebit de important să se cunoască starea de solicitare tocmai în această zonă.

În căutarea rezolvării acestei probleme s-a întocmit o serie de lucrări :

— La Institutul ITCME s-a elaborat o metodă de calcul pentru determinarea eforturilor în apropierea diferitelor linii de perturbaţii, bazată pe teoria efectului de contur ([2] [3]). De asemenea s-a făcut o cercetare [4] pentru determinarea lungimii maxime a deschiderilor între reazeme, astfel ca în partea lor centrală să nu apară momentele suplimentare (să se menţină starea de solicitare „fără momente").

Fig. 1. Dezvoltarea încărcării pe reazem într-un polinom trigonometric cu termenii 0,1 şi 2



— Institutul de mecanică aplicată al Academiei Republicii Socialiste România, în cadrul colaborării cu ITCME, a elaborat o metodă de calcul a stării de solicitare din regiunea reazemelor ([5], [3], [8]).

În această metodă de calcul, analiza se face în baza teoriei generale care ţine seama de momentele învelişurilor elastice subţiri.

Concluziile generale ale acestei metode de calcul sînt următoarele :

a) deformaţiile se datorează în special părţii de încărcare care reprezintă armonica a 2-a a dezvoltării acesteia în seria Fourier (figura 1).

b) deformaţiile şi solicitările sînt condiţionate în mare măsură de conlucrarea construcţiei metalice cu zidăria refractară.

În baza acestor premize s-au tras unele concluzii în ceea ce priveşte regulile de exploatare a cuptoarelor. S-a constatat şi experimental că deformaţiile cuptoarelor reci sînt mai mari decît ale celor calde, fapt care se explică printr-o conlucrare insuficientă a celor două învelişuri. De aceea perioada de învîrtire a cuptoarelor la rece la rodaj a fost redusă la minimum.

— Într-o altă lucrare [7] se studiază posibilitatea utilizării inelelor de rigidizare în scopul obţinerii unei construcţii uşoare, dar de rigiditate ridicată. Cercetarea se face în baza teoriei generale a învelişurilor subţiri, pentru structuri ortotrope. Ortotropia constructivă se realizează prin utilizarea inelelor de rigidizare.

— Metodele şi teoriile enumerate mai sus au fost descrise amănunţit într-un referat ţinut la sesiunea tehnico-ştiinţifică a ITCME în anul 1963 [9].

O altă tendinţă modernă în dezvoltarea calculului de rezistenţă al cuptoarelor este definirea teoretică a rigidităţii. În acest domeniu există puţine lucrări experimentale şi teoretice, lucru care se explică prin complexitatea problemei. Abia în ultima vreme s-a stabilit o definiţie riguroasă a noţiunii de rigiditate, în sensul influenţei deformaţiilor corpului asupra tensiunilor din învelişul refractar.

2. DEFINIŢIA RIGIDITĂŢII

Rigiditatea corpului unui cuptor rotativ şi influenţa ei asupra căptuşelii refractare sînt apreciate prin ovalizarea maximă (diferenţa dintre diametrele maxim şi minim) ce o capătă secţiunile circulare în timpul rotaţiei cuptorului (fig. 2).

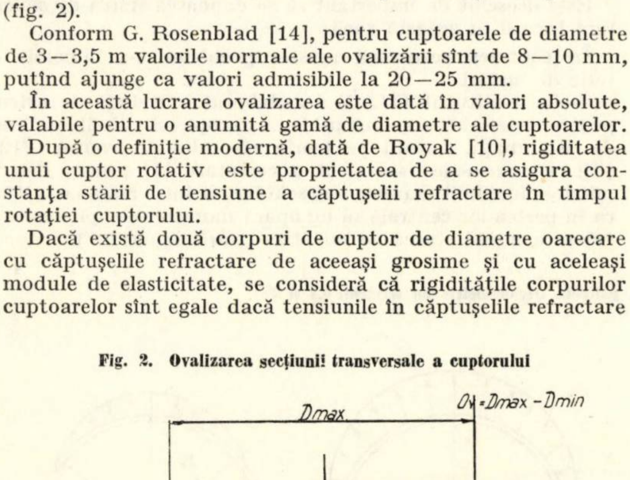
Conform G. Rosenblad [14], pentru cuptoarele de diametre de 3—3,5 m valorile normale ale ovalizării sînt de 8—10 mm, putînd ajunge ca valori admisibile la 20—25 mm.

În această lucrare ovalizarea este dată în valori absolute, valabile pentru o anumită gamă de diametre ale cuptoarelor.

După o definiţie modernă, dată de Royak [10], rigiditatea unui cuptor rotativ este proprietatea de a se asigura constanţa stării de tensiune a căptuşelii refractare în timpul rotaţiei cuptorului.

Dacă există două corpuri de cuptor de diametre oarecare cu căptuşelile refractare de aceeaşi grosime şi cu aceleaşi module de elasticitate, se consideră că rigidităţile corpurilor cuptoarelor sînt egale dacă tensiunile în căptuşelile refractare ale ambelor cuptoare sînt egale. Corpul cuptorului, care asigură o tensiune mai mică în căptuşeala refractară, este considerat mai rigid.

Fig. 2. Ovalizarea secţiunii transversale a cuptorului



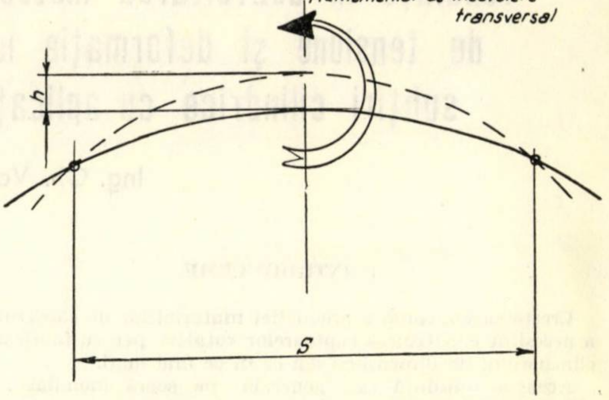


Fig. 3. Deplasarea radială h pe o coardă S, sub acţiunea momentului M

Evaluarea cantitativă a acestei noţiuni se face prin tensiunea care apare într-o căptuşeală refractară convenţională, drept care se poate lua o căptuşeală refractară oarecare, de exemplu de grosime $x^3/H = 20$ cm şi modulul de elasticitate $E_c = 2{,}104$ kg/cm². Această valoare este destul de caracteristică pentru majoritatea căptuşelilor refractare. Modulul de elasticitate E_c depinde în mare măsură de tensiunea de compresiune din căptuşeala refractară, care la rîndul ei este diferită la cuptorul rece şi la cel cald.

Cea mai mare influenţă asupra stării de tensiune a căptuşelii refractare o au deformaţiile de încovoiere transversale X ale învelişului metalic al corpului.

De aceea, pentru evaluarea rigidităţii corpului cuptorului, tensiunile în căptuşeală se stabilesc ca fiind date cu ajutorul formulei :

$$\sigma_c = XE_cH_c. \qquad (1)$$

Deformaţia de încovoiere X poate fi exprimată prin deplasarea radială h pe o coardă S (fig. 3)

$$h = \frac{S^2X}{8} \qquad (2)$$

Prin urmare calculul de rezistenţă al corpului cuptorului trebuie să cuprindă determinarea deformaţiei de încovoiere transversală, implicit şi a momentelor de încovoiere transversale, care apar în învelişul metalic în timpul rotaţiei sale.

3. METODA DE CALCUL A STĂRII DE SOLICITARE ÎN ZONA DE CONTACT VIROLĂ — INEL DE RULARE

3.1. Generalităţi

Metoda de calcul propusă de D. A. Royak ([10], [11], [12]) este bazată pe problema de contact a inelului şi a învelişului cilindric. Această problemă în unele variante a fost examinată anterior de V. Z. Vlasov [15], Steierman [16], S. W. Iuan, L. Dean, L. S. Morley ([17], [18], [19]) şi Baylard [20].

Pentru determinarea forţelor de contact între inelul de rulare şi saboţii virolei corpului se utilizează *metoda suprapunerii* introdusă de Iu. Simanski [21].

Metoda de calcul al stării de solicitare de D. A. Royak cuprinde două variante principale :

— *Varianta I* : Virolele de sub inelele de rulare sînt de grosime mare în comparaţie cu restul virolelor ;

— *Varianta II* : Virolele de sub inelele de rulare sînt de grosime comparabilă cu restul virolelor.

În varianta I se presupune că rigiditatea transversală a virolelor din deschiderea între două reazeme este neglijabilă în comparaţie cu rigiditatea virolei de sub inel.

Ca exemplu al unui asemenea sistem constructiv pot fi citate cuptoarele Five-Lille, care sînt destul de caracteristice pentru tendinţele moderne în construcţia de cuptoare rotative.

În această variantă a metodei de calcul, corpul cuptorului se substituie printr-un inel şi se rezolvă problema de contact între două inele. Apoi se determină deplasările radiale, momentele încovoietoare transversale şi deformaţiile de încovoiere, toate exprimate în raport cu forţele de contact între cele două inele.

În varianta II este necesar să se rezolve problema de contact între inelul de rulare şi învelişul cilindric, adică să se stabilească formulele deplasării radiale şi ale momentelor încovoietoare în cazul acţionării unor forţe concentrate asupra învelişului cilindric.

Această variantă se aplică în cazul cuptoarelor cu virolele de sub inel relativ subţiri, cum sînt de exemplu cuptoarele sovietice Ø 4,5 × 170 şi Ø 5 × 185 m. În acest caz rigiditatea virolelor din deschideri este comparabilă cu rigiditatea virolei de sub inel.

3.2. Descrierea metodei

Corpul cuptorului este reprezentat ca inel sau înveliş cilindric supus acţiunii unui număr finit de forţe concentrate distribuite în secţiune tranversală, pe un arc de cerc oarecare (fig. 4). R_1, E_1, I_1, h_1 şi R_2, E_2, I_2, h_2 sînt raza, modulul de elasticitate, momentul de inerţie şi grosimea virolei, respectiv a inelului de rulare.

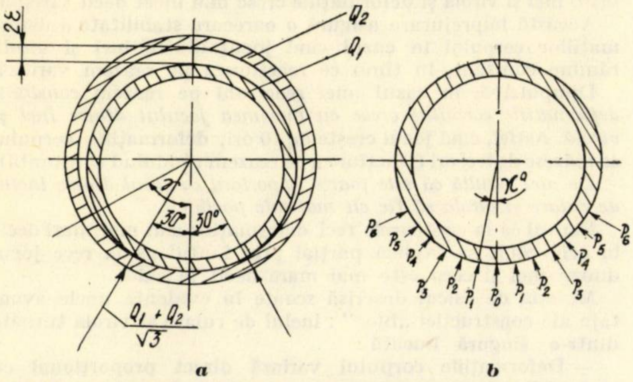


Fig. 4. Schema reacţiunilor şi forţelor de contact dintre inelul de rulare şi virolă :
a – virola montată în inelul de rulare; *b* – virola luată separat: acţiunea inelului de rulare este înlocuită prin forţele de contact; Q_1 – greutatea corpului care revine pe reazemul respectiv; Q_2 – greutatea inelului de rulare; ε – jocul radial dintre inel şi virolă; k° – unghiul dintre saboţi; γ – unghiul faţă de verticală al unui punct curent; P_0 – P_i – forţe de contact

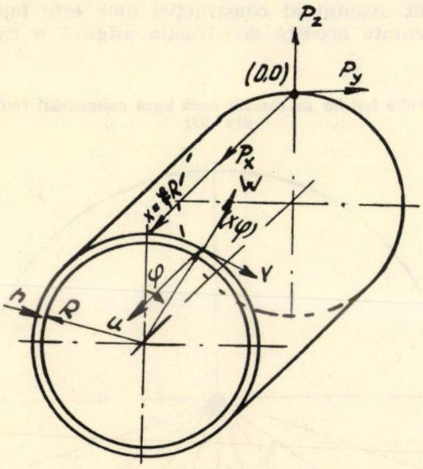


Fig. 5. Sensul pozitiv al forţelor exterioare şi al deplasărilor

Deplasarea radială a unui punct j al virolei sub acţiunea forţelor P_i care acţionează în punctele i situate la unghiurile φ_{ij} faţă de punctul j, este dată de formula :

$$\omega_j = \frac{R_1^2}{R_1 J_1} \sum P_i K(\varphi_{ij}) \tag{1}$$

în care

$$K = \frac{1}{\pi} \sum_{n=2}^{\infty} \frac{\cos n\varphi_{ij}}{(n^2-1)^2}. \tag{2}$$

Sensul pozitiv al forţelor exterioare şi al deplasărilor se arată în figura 5.

Momentul încovoietor transversal în punctul j al virolei se determină cu ajutorul relaţiei lui Bousseinesq şi este dat de formula :

$$M_j = R_i \sum_i P_i m_{ij} \tag{3}$$

în care

$$m(\varphi_{ij}) = \frac{1}{\pi} \sum_{n=2}^{\infty} \frac{\cos n\varphi_{ij}}{n^2-1} \tag{4}$$

În varianta II fiecare forţă concentrată se dezvoltă în serie Fourier astfel că pe circumferinţă să acţioneze un număr de forţe distribuite qn corespunzătoare termenilor dezvoltării.

Începînd cu armonica a 2-a, încărcările sînt autoechilibrate.

Toate mărimile caracteristice ale stării de solicitare se exprimă prin intermediul funcţiei Ø care de asemenea se dezvoltă în serie Fourier.

Ecuaţia diferenţială rezolvantă pentru termenul n al dezvoltării este :

$$\left(\frac{d^2}{d\xi^2} - m^2\right)^4 \varnothing_n + a^4 \frac{d^4 \varnothing n}{d\xi^4} = \frac{a^4 R^2}{h} q_n \tag{5}$$

în care

ξ este coordonata adimensională de-a lungul generatoarei :

$$a = \sqrt[4]{12\left(\frac{R}{h}\right)^2 (1-\nu^2)} \tag{6}$$

ν = coeficientul lui Poisson

$$m^4 = n^2(n^2-1). \tag{7}$$

Ecuaţia caracteristică corespunzătoare este :

$$(K^2 - m^2)^4 + a^4 K^4 = 0. \tag{8}$$

Această ecuaţie a fost propusă de Royak ca ecuaţie caracteristică unică pentru învelişul cilindric şi rezolvarea ei completă se află în lucrarea [13].

Funcţia $\varnothing_n$ este determinată de integrala particulară a ecuaţiei (5).

Cunoscînd funcţia $\varnothing_n$ pot fi determinate toate mărimile care depind de ea.

În determinarea funcţiei $\varnothing_n$ se poate aplica teoria care ţine seamă numai de momentele transversale, de V. Z. Vlasov, ale cărei formule sînt mult mai simple decît cele ale teoriei generale. Comparaţia rezultatelor obţinute prin aplicarea celor două teorii arată că cea din urmă asigură o precizie suficientă.

Formula definitivă a funcţiei $\varnothing_n$ este :

$$Q = \sum_{n=2} \psi_n \cos n\,\varphi_{ij} \tag{9}$$

în care :

$$\psi_n = \frac{P_i}{8\,Eh\,K_n 3} e^{-K_n|\xi|} (\cos K_n|\xi| + \sin K_n|\xi|) \tag{10}$$

şi

$$K_n^4 = \frac{n^4(n^2-1)}{48(1-\nu 2)} \left(\frac{h}{R}\right). \tag{11}$$

După ce se cunoaşte Ø se deduc formulele pentru deplasări şi momente, care în forma definitivă sînt :

$$w_j = \frac{R_1^3(1-\nu^2)}{E_1 J_1} \sum_i P_i K^0(\varphi_{ij}) \tag{12}$$

în care :

$$K^0(\varphi_{ij}) = \frac{1}{\pi} \sum_{n=2}^{\infty} \psi_n \cos n\varphi_{ij} \tag{13}$$

$$M_j^0 = R_1 \sum_i P_i m^0(\varphi_{ij}) \tag{14}$$

în care :

$$m^0(\varphi_{ij}) = \frac{1}{\pi} \sum_{n=2}^{\infty} (n^2-1)\,\psi_n \cos n\varphi_{ij}. \tag{15}$$

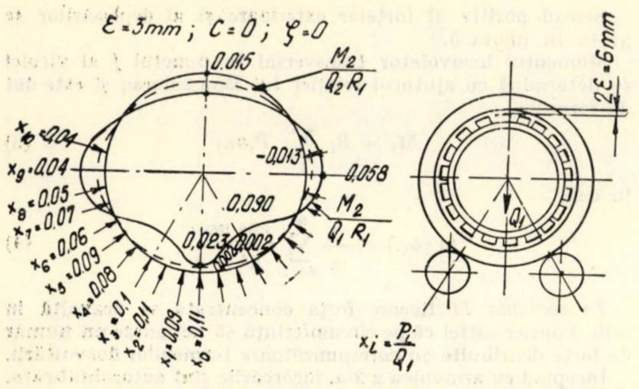


Fig. 6. Distribuţia şi mărimea forţelor de contact între virolă şi inelul de rulare şi epurele momentelor încovoietoare transversale în virolă (M_1) şi inel de rulare (M_2)

Pentru calculul practic se utilizează — în varianta I — formulele (1) şi (3), iar în varianta II, (12) şi (14).

Coeficienţii $K(\varphi_{ij})$, $m(\varphi_{ij})$, $K^0(\varphi_{ij})$, $m^0(\varphi_{ij})$ sînt întabulaţi şi pot fi găsiţi în lucrările sus-menţionate.

Pentru determinarea mărimilor prevăzute în formulele de lucru, atît ale variantei I, cît şi ale celei de a II-a, este necesar să se cunoască forţele de contact care deocamdată nu sînt cunoscute. Acest lucru rezultă din faptul că toate mărimile sînt exprimate în raport cu aceste forţe de contact.

Determinarea forţelor de contact se face cu ajutorul unei serii de ecuaţii, care reprezintă deplasările fiecărui punct φ_j de contact între inel şi virolă :

$$w_{1j} = w_{2j} - a \cos \varphi_j - \varepsilon(1 - \cos \varphi_j) \tag{16}$$

n care (fig. 1)

w_{1j}, w_{2j} sînt deplasările radiale ale virolei şi inelului din punctul j;
$a = a_1 - a_3$
a_1, a_3 — sînt deplasările (coborîrile) centrelor inelelor
ε = jocul radial între virolă şi inelul de rulare

După înlocuirea în (16) a valorilor w_1 şi w_2, şi efectuarea unor transformări, precum şi după adăugarea ecuaţiei echilibrului static, rezultă un sistem de ecuaţii pentru determinarea forţelor de contact.

Anterior, numărul saboţilor încărcaţi nu este cunoscut ; se poate întîmpla ca la anumite încărcări unii dintre saboţii intermediari să fie mai puţin încărcaţi decît alţii. Pentru determinarea încărcării saboţilor, aparatul matematic ne dă cîteva soluţii diferite pentru aceleaşi date iniţiale. Se recurge la principiul lucrului mecanic minim, conform căruia, dintre toate soluţiile posibile, va avea sensul fizic acea soluţie la care energia potenţială este minima.

După găsirea forţelor de contact se determină deplasările şi eforturile cu ajutorul formulelor (1), (3), (12), (14).

În figura 6 se arată un exemplu de distribuire a forţelor de contact şi a momentelor calculate cu ajutorul acestei metode.

4. COMPARAŢIE CU DATELE EXPERIMENTALE

Metoda descrisă s-a aplicat la calculul cuptoarelor rotative CR 800. S-au obţinut următoarele date :

La un reazem încărcat cu o forţă de 260 t, grosimea virolei de sub inel fiind de 55 mm, valoarea maximă a ovalizării rezultă de 18,2 mm, iar valoarea deformaţiei de încovoiere transversală, măsurată prin denivelare pe o coardă de 50 cm (2), este de 0,0393 cm.

La aceste cuptoare s-a efectuat un însemnat număr de măsurători ale deformaţiei, cu ajutorul aparatului ,,Shelltest''. Datele măsurătorilor arată că ovalizarea cuptorului în diferite puncte din zona reazemelor variază între 5,7—24,3 mm.

Diferenţele obţinute la diferite măsurători sînt condiţionate în mod special de jocurile inegale dintre virolele şi inelele de rulare de la cuptoarele la care s-au efectuat măsurătorile.

Valoarea obţinută prin calcul pentru un anumit joc se ncadrează în intervalul de valori obţinute experimental.

5. CONCLUZII ASUPRA METODEI DE CALCUL DESCRISE

La metodele de calcul vechi nu există metodica pentru determinarea deformaţiei de încovoiere, care să caracterizeze rigiditatea cuptorului şi influenţa sa asupra tensiunilor din căptuşeala refractară, iar momentul încovoietor din inelul de rulare se determină în baza ipotezei că eforturile de contact sînt distribuite după legea cosinusului pe un arc de 180 sau 360° (fig. 7), [22].

Noua metodă de calcul propusă de D. A. Royak arată că :

— în unele cazuri momentul încovoietor din inelul de rulare este cu circa 20 % mai mare decît cel calculat cu ajutorul ipotezei din [22] ;

— unghiul de contact dintre corp şi inel este diferit de 180° (cum prevedea ipoteza sus-menţionată) ;

— forţele de contact dintre inel şi saboţii virolei sînt destul de uniforme, dar nu urmează legea cosinusului ;

— forţele situate la unghiul de 30° faţă de verticală prezintă un maxim local.

Cercetarea teoretică arată că *nu există dependenţă de proporţionalitate liniară între deformaţiile corpului (în cazul inelului de rulare montat liber cu joc) şi încărcarea pe reazeme* ; în cazul creşterii acesteia se măreşte arcul de contact între inel şi virolă şi deformaţiile cresc mai încet decît sarcina.

Această împrejurare asigură o oarecare stabilitate a deformaţiilor corpului în cazul cînd jocul dintre inel şi virolă rămîne constant, în timp ce reacţiunea pe reazem variază.

Dimpotrivă, în cazul unei reacţiuni pe reazem *constante deformaţiile corpului cresc cu mărimea jocului dintre inel şi virolă*. Astfel, cînd jocul creşte de 10 ori, deformaţiile corpului se măresc de trei ori (reacţiunea pe reazem rămînînd constantă).

De aici rezultă că este foarte important ca jocul dintre inelul de rulare şi virolă să fie cît mai mic posibil.

Faptul că la cuptoarele reci deformaţiile sînt mai mari decît la cele calde se explică parţial prin faptul că la rece jocul dintre inel şi corp este mai mare decît la cald.

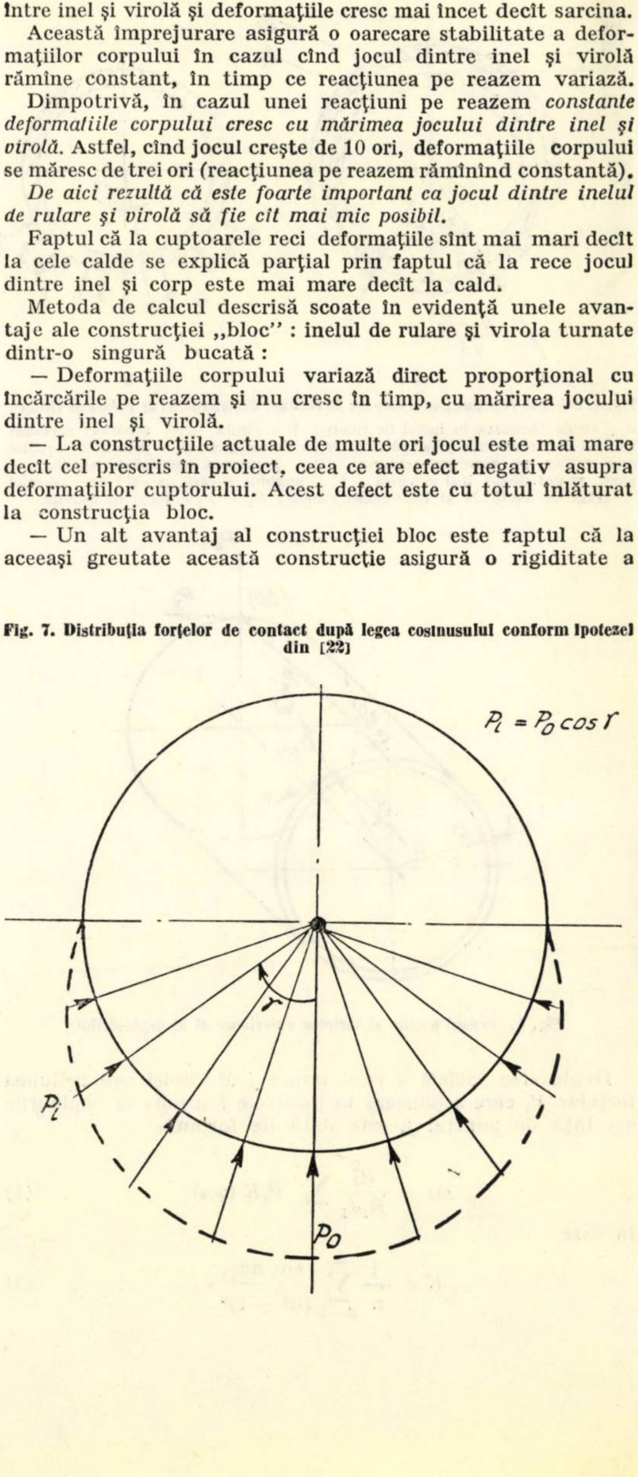
Metoda de calcul descrisă scoate în evidenţă unele avantaje ale construcţiei ,,bloc'' : inelul de rulare şi virola turnate dintr-o singură bucată :

— Deformaţiile corpului variază direct proporţional cu încărcările pe reazem şi nu cresc în timp, cu mărirea jocului dintre inel şi virolă.

— La construcţiile actuale de multe ori jocul este mai mare decît cel prescris în proiect, ceea ce are efect negativ asupra deformaţiilor cuptorului. Acest defect este cu totul înlăturat la construcţia bloc.

— Un alt avantaj al construcţiei bloc este faptul că la aceeaşi greutate această construcţie asigură o rigiditate a

Fig. 7. Distribuţia forţelor de contact după legea cosinusului conform ipotezei din [22]



corpului de 2—3 ori mai mare decît cea a construcției obișnuite.

Avantajelor descrise li se opune dificultatea turnării unor piese atît de masive ca inelul de rulare combinat cu virola.

Tensiunile și deformațiile din zona reazemului sînt proporționale cu diametrul virolei la puterea a treia; în cazul creșterii diametrului cuptorului este necesar ca grosimea virolei să crească de asemenea proporțional cu puterea a treia, pentru ca raportul $(D/h)^3$ să se mențină constant la diferite diametre. De aici rezultă că la cuptoarele rotative de diametre mari virolele de sub inelele de rulare trebuie să fie foarte groase.

Măsurătorile experimentale nu pot da o evaluare cantitativă a influenței asupra rigidității corpului cuptorului rotativ, a jocului radial, neregularității suprafețelor de contact și a unei serii de alți factori; cercetarea teoretică efectuată cu ajutorul metodei de calcul descrise permite rezolvarea acestei probleme.

Bibliografie

[1] Wingerter P.: Die Berechnung der Drehöffen VDI, Bd. 97. nr. 27/28, 1943.

[2] Vasiliev G. Cunescu R.: *Calculul de rezistență al cuptoarelor rotative bazat pe teoria plăcilor curbe subțiri*. Mat. și constr. de mașini, nr. 12/961.

[3] Vasiliev G., Cunescu R.: *Aplicarea teoriei efectului de contur la calcul de rezistență al cuptoarelor rotative*. Mat. și constr. de mașini, nr. 7/962.

[4] Vasiliev G., Cunescu R.: *Despre posibilitatea utilizării metodelor aproximative ale teoriei învelișurilor subțiri la calculul de rezistență al cuptoarelor rotative*. Mat. și constr. de mașini nr. 10, 1962.

[5] *Studiul comportării structurilor subțiri elastice utilizate în construcția cuptoarelor de clincher*, IMA, 1962.

[6] Visarion V.: *Elemente de calcul al plàcilor curbe subțiri*. Ed. Acad. 1963.

[7] Visarion V., Drăghicescu D.: *Calculul cuptoarelor rotative de clincher cu inele de rigidizare*. Studii și cercetări de Mec. Aplicată, nr. 4, 1966.

[8] *Studiul structurilor plastice izotrope utilizate la cuptoare de clincher* IMA, 1963

[9] Cunescu R., Vasiliev G.: *Cuptoare rotative de clincher și metode moderne de calcul în proiectarea lor*. Referat Sesiune tehn. științifică ITCMS, 1963.

[10] Royak D. A.: *Metode de calculul rigidității corpului rotativ cu virole de sub inele de rulare groase*. Trudi-Ghiprotement, Gostroizdat, 1962.

[11] Royak D. A.: *Metoda suprapunerii în teoria învelișurilor cilindrice, aplicativ la calculul corpului și căptușelii cuptorului rotativ*. Trudî Ghiprotement, XXVI, 1963

[12] Royak D. A.: *Metoda calculului rigidității corpului rotativ cu virole de sub inele de rulare, relativ subțiri*. Trudî Ghiprotement, XXVII, 1963.

[13] Royak D. A.: *Despre ecuația caracteristică aproximativă unică a învelișului cilindric circular* Izd. AN S.S.S.R. — CTN. Moh. și Mașinstroi, nr. 5, 1961.

[14] Rosabiad C.: *Radiale Deformation der Drohoffenmetal*, SKG, nr. 4, 1954.

[15] Vlasov V. Z.: *Teoria generală a învelișurilor și aplicatiile ei în tehnică* — Gostehizdat, 1949.

[16] Steierman I.: *Problema de contact a teoriei elasticității*, Gostehizdat, 1949.

[17] Ting L., Juan S. W.: *Thin Cylindrical Shells subjected to Concentrated. Loads*, Quarterly of App. Math., IV, nr. 1, 1946.

[18] Shac-Wen-Juan: *On radial Defections of a Cylinder subjected to Equal and Opposite Concentrated Radial Loads* — J. Ap. Mech., nr. 2, 1957.

[19] Morlay L. S. D.: *The Thin-Walled Circular Cylinder subyected to concentrated Radial Loads*. Quarterly Journ of Mech. and Math. V XIII, part. 1, 1960.

[20] Bijlaard P.: *Stresses From Local Loadings in Cylindrical Pressure Vesseis* Trausact. of the ASME V 77, nr. 6, 1955.

[21] Simanski I.: *Mecanica constructivă a submarinelor*, Sudpromghiz, 1948.

[22] Kantorovici Z. D.: *Mașinile industriei chimice* — Masghiz, 1957.

[23] Ting L. and Juan S. W.: *On Radial Defections of a Cylinder of Finite Length With Veriens end Conditions*, JAS, V 25, nr. 4, 1958.

Cercetarea calității betoanelor prin folosirea combinată a ultrasunetelor și a extragerilor de carote

Ing. N. Onea
I.C.M.P.C.

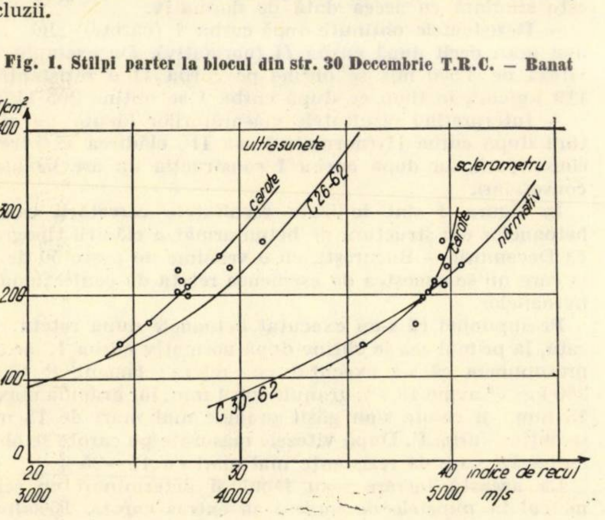
Introducerea metodelor nedistructive a reprezentat un progres în domeniul încercărilor, deoarece s-a creat posibilitatea de a se cunoaște, cu o oarecare aproximație, calitatea betoanelor din structuri, omogenitatea lor, calitatea sudurilor și a pieselor metalice, fără a se strica structurile.

Metoda combinată a ultrasunetelor cu extrageri de carote este mai avantajoasă mai ales pentru structurile vechi, care sînt destinate să preia solicitări suplimentare prin supraetajări sau alte sarcini noi (mașini grele, reprofilare etc.) și la care nu avem informații cu ce caracteristici au fost executate.

Dintre metodele nedistructive, ultrasunetele s-au impus la controlul metalelor și se perfecționează din ce în ce mai mult la controlul betoanelor.

În revistele străine de specialitate și în revistele noastre s-au publicat rezultatele multor cercetări cu ultrasunete asupra betoanelor, care însă nu au ajuns întotdeauna la aceleași concluzii.

Fig. 1. Stilpi parter la blocul din str. 30 Decembrie T.R.C. — Banat



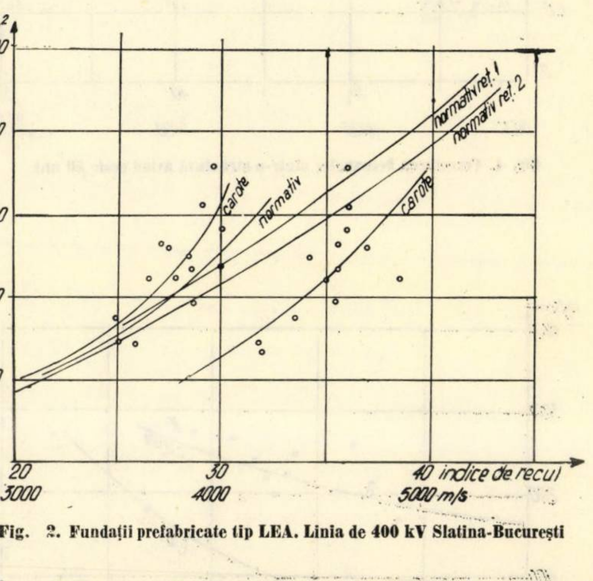


Fig. 2. Fundații prefabricate tip LEA. Linia de 400 kV Slatina-București

Împrăștierea rezultatelor se datorește faptului că se măsoară în structuri numai viteza de propagare a ultrasunetelor, din care se deduce rezistența betonului.

Nu se măsoară deocamdată la noi în țară și nici în alte țări alți factori, care contribuie la rezistența betonului (densitate, umiditate, dozaj ciment etc.).

INCERC, pe bază de cercetări proprii, a stabilit o relație între viteza de propagare a ultrasunetelor și rezistența betonului, introducînd o serie de factori de corecție stabiliți pe baza elementelor cu care s-a executat betonul (natura cimentului, dozaj, felul agregatelor etc.).

În cazul cînd betonul în punctele măsurate are în mod real elementele prescrise, relația dată duce la rezultate bune.

Metoda se îmbunătăţeşte dacă curba relaţiei: viteza de propagare – rezistenţa betonului se stabileşte pe bază de măsurători pe epruvete cubice făcute din acelaşi beton cu cel din structură.

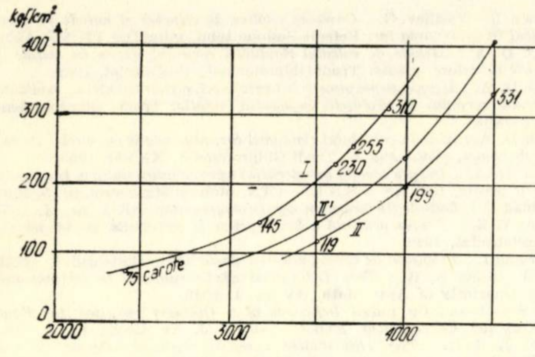


Fig. 3. Carote extrase dintr-o clădire veche (20–30 ani)

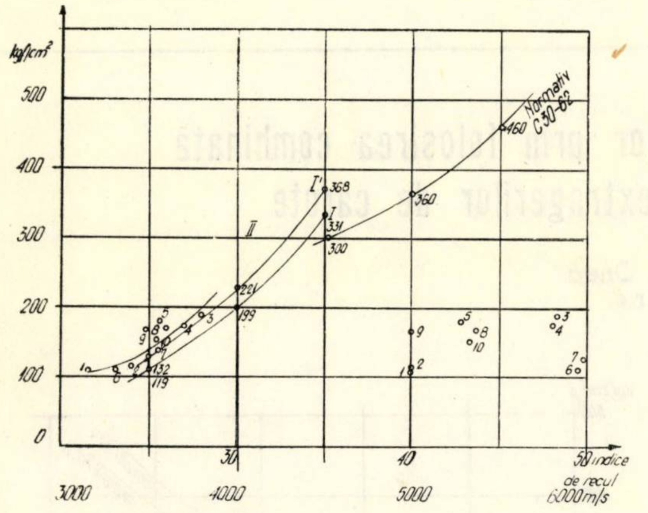


Fig. 4. Cercetarea betoanelor dintr-o structură avînd peste 50 ani

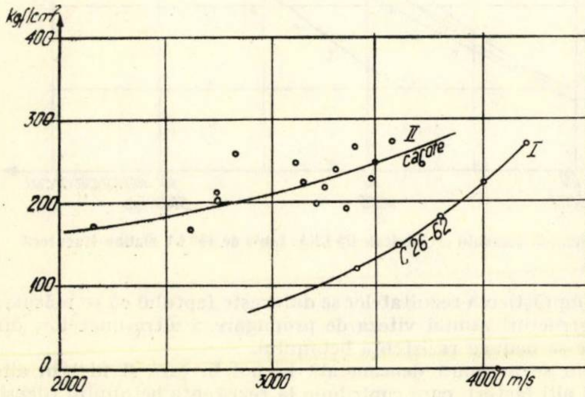


Fig. 5. Cercetarea unor betoane de la C.I.L. Tr. Severin

Relaţia stabilită de INCERC, cuprinsă în normativul C26-62 este valabilă numai în limitele şi pentru betoanele cu care s-au făcut cercetările. Ea nu se aplică pentru betoane făcute din agregate concasate, cu agregate avînd granula maximă peste 70 mm etc.

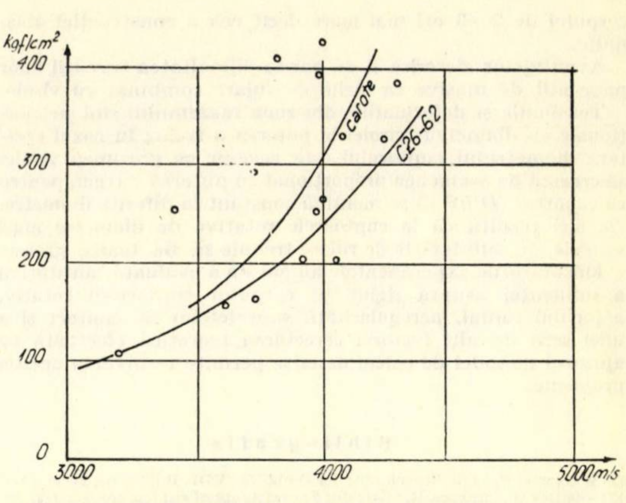


Fig. 6. Siloz Slatina B300 – Pz 400, 360 kg/cm³, granula max. 40 mm

O îmbunătăţire a metodei se poate obţine dacă se extrag carote din betonul ce trebuie cercetat, se determină viteza de propagare a ultrasunetelor în betonul din structură în punctele de unde se extrag carotele, precum şi pe carote, se încearcă carotele la presă şi se trasează curba relaţiei viteză de propagare a ultrasunetelor – rezistenţă, care se foloseşte pentru determinarea rezistenţei betonului în toate punctele măsurate din structura respectivă, presupunînd că betonul are aceleaşi caracteristici ca în punctele de unde s-au extras carotele.

Această metodă este şi mai indicată pentru structurile vechi, la care nu se cunoaşte reţeta cu care a fost executat betonul.

În cele ce urmează vom arăta cîteva cazuri în care s-a cercetat calitatea betonului cu ultrasunete, cu sclerometrul Schmidt şi prin extrageri de carote.

În figurile 1 şi 2 se observă diferenţele între rezultatele obţinute cu carote, ultrasunete şi sclerometru. Cele date de ultrasunete sînt în general mai mici decît cele date de carote, iar rezistenţele indicate de sclerometru sînt cînd mai mici, cînd mai mari.

În figura 3 s-a trasat curba I cu ajutorul măsurătorii vitezelor de propagare pe carotele extrase din betoanele unei clădiri din Bucureşti, cu o vechime de 20–30 ani, la care nu s-a găst nici o reţetă de confecţionare a betonului.

Presupunînd un beton B 170 confecţionat cu P 400, cu un dozaj de 260 kg ciment/m³ beton, cu un pietriş avînd 15 % granule sub 1 mm şi granula maximă 30 mm, reţetă care în general se aplica pe acea vreme, ar rezulta după normativul C26-62 curba II sau II', după proiectul de normativ revizuit ţinînd seamă de coeficientul de vîrstă.

Comparînd aceste diagrame rezultă:

– Alura curbei trasată pe bază de măsurători pe carote este similară cu aceea dată de normativ.

– Rezistenţele obţinute după curba I (carote) sînt mult mai mari decît după curba II (normativ). De exemplu, la o viteză de 3 500 m/s se obţine pe curba II o rezistenţă de 119 kg/cm², în timp ce după curba I se obţine 205 kg/cm².

– Interpretînd rezultatele măsurătorilor făcute pe structură după curba II (normativ) sau II', clădirea ar fi trebuit consolidată, iar după curba I construcţia nu are nevoie de consolidări.

În figura 4 sînt indicate rezultatele cercetării calităţii betoanelor din structura de beton armat a clădirii tipografiei 13 Decembrie – Bucureşti, cu o vechime de peste 50 de ani, la care nu se cunoştea de asemenea reţeta de confecţionare a betoanelor.

Presupunînd că s-au executat betoanele după reţeta indicată, la primul caz se obţine după normativ curba I, iar dacă presupunem că s-a executat cu reţeta: ciment P 400 cu 280 kg/m³ avînd 19,3 % granule sub 1 mm, iar granula maximă 15 mm (în carote s-au găsit granule mai mari de 15 mm), se obţine curba I'. După vitezele măsurate pe carote se obţine curba II, care dă rezistenţe mai mari cu 15–25 %.

La această lucrare s-au făcut şi determinări cu sclerometrul în punctele de unde s-au extras carote. Rezultatele

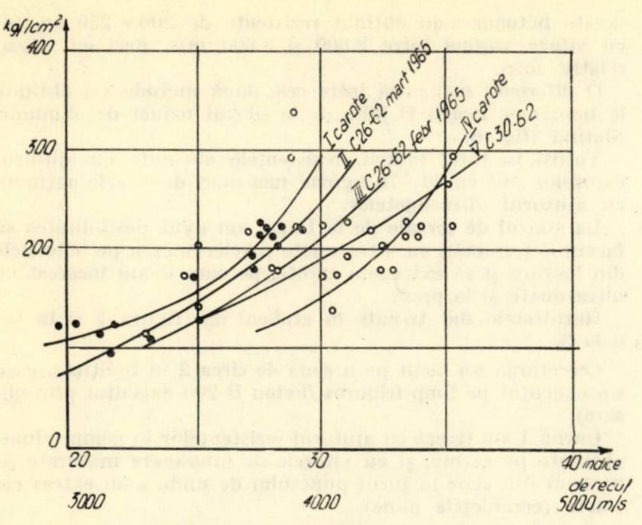


Fig. 7. Cercetarea betoanelor de la silozul Lugoj

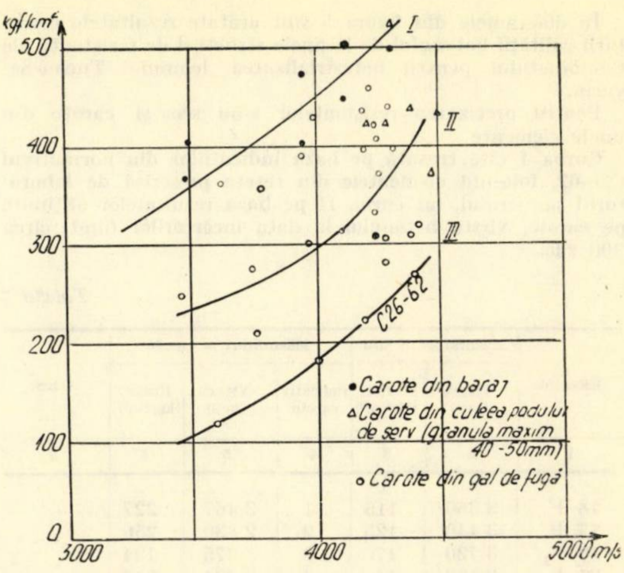


Fig. 8. Cercetări de betoan de la barajul Vidraru

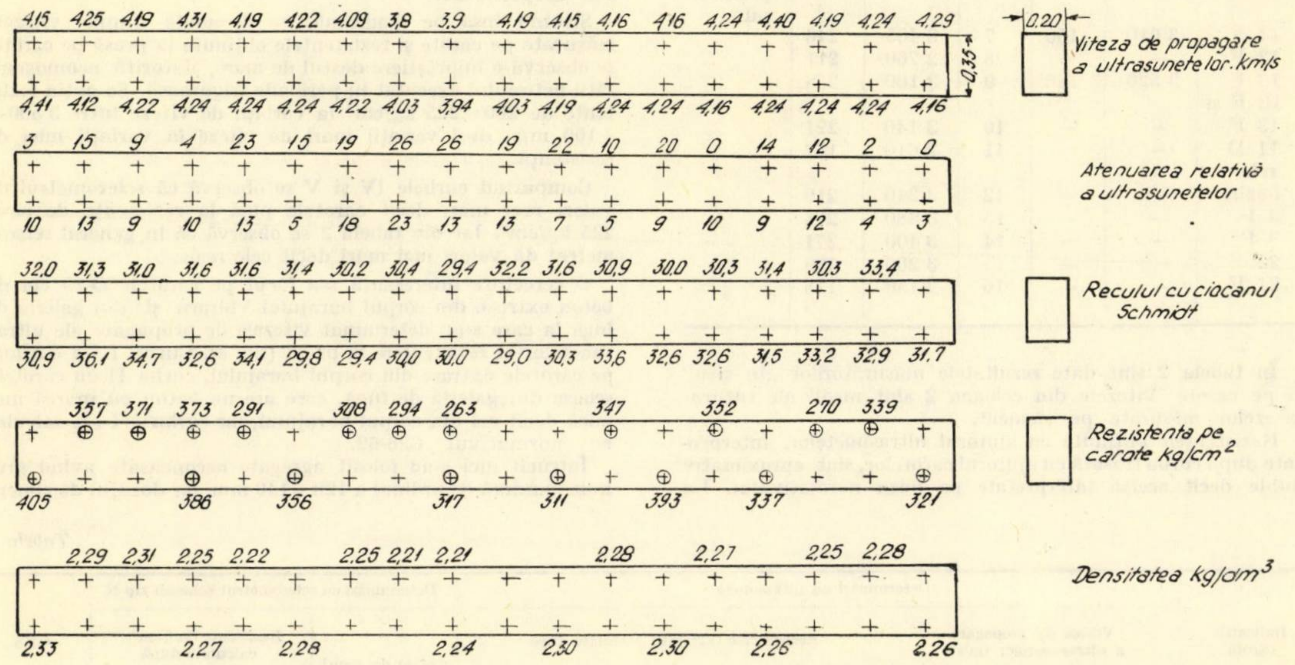

4,15 4,25 4,19 4,31 4,19 4,22 4,09 3,8 3,9 4,19 4,15 4,16 4,16 4,24 4,40 4,19 4,24 4,29
4,41 4,12 4,22 4,24 4,24 4,24 4,22 4,03 3,94 4,03 4,19 4,24 4,24 4,16 4,24 4,24 4,24 4,16
0,35
0,20
Viteza de propagare a ultrasunetelor. km/s
3 15 9 4 23 15 19 26 26 19 22 10 20 0 14 12 2 0
10 13 9 10 13 5 18 23 13 13 7 5 9 10 9 12 4 3
Atenuarea relativă a ultrasunetelor
32,0 31,3 31,0 31,6 31,6 31,4 30,2 30,4 29,4 32,2 31,6 30,9 30,0 30,3 31,4 30,5 33,4
30,9 36,1 34,7 32,6 34,1 29,8 29,4 30,0 30,0 29,0 30,3 33,6 32,6 32,6 31,5 33,2 32,9 31,7
Reculul cu ciocanul Schmidt
357 371 373 291 308 294 263 347 352 270 339
405 386 356 317 311 393 337 321
Rezistenţa pe carote kg/cm²
2,29 2,31 2,25 2,22 2,25 2,21 2,21 2,28 2,27 2,25 2,28
2,33 2,27 2,28 2,24 2,30 2,30 2,26 2,26
Densitatea kg/dm³

Fig. 9. Determinarea vitezei atenuării sunetului, duritatea cu sclerometrul Schmidt şi rezistenţa pe carote la o grindă de beton

măsurătorilor cu ultrasunete şi pe carote rupte la presă s-au trecut în tabela 1.

Indicii de recul variază între 40 şi 50, rezultînd după normativul C30-62 (redactarea II-a) rezistenţe între 360—600 kg/cm², ceea ce este ireal, deoarece rezistenţele deduse cu carote variază între 110 şi 200 kg/cm². Dacă cercetarea s-ar făcut numai cu sclerometrul, concluziile trase ar fi fost eronate.

Tabela 1

Indicativul carotei	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Viteza de propagare a ultrasunetelor m/s (măsurată pe carote)	3 150	3 400	3 800	3 700	3 560	3 300	3 550	3 600	3 480	3 540
Viteza de propagare medie în secţiunea stîlpului de unde s-au extras carotele	3 150	3 440	3 810	3 600	3 440	3 250	—	3 630	3 420	—
Indice de recul cu sclerometrul Schmidt tip N	40	40,5	48,3	48	42,7	49,5	49,8	43,6	40	43,3

În diagramele din figura 5 sînt arătate rezultatele cercetării calității betonului de la unele structuri de rezistență ale Combinatului pentru industrializarea lemnului Turnu-Severin.

Pentru precizarea rezistențelor s-au scos și carote din unele elemente.

Curba I este trasată pe baza indicațiilor din normativul C26-62, folosind elementele din rețeta prescrisă de laboratorul șantierului, iar curba II pe baza rezultatelor obținute pe carote, vîrsta betonului la data încercărilor fiind circa 200 zile.

Tabela 2

Element	Măsurători in situ		Măsurători pe carote			OBS.
	Viteză (m/s)	Rezist. (kg/cm²)	Indicativ carote	Viteză (m/s)	Rezist. (kg/cm²)	
1	2	3	4	5	6	7
18 F	3 360	115	1	3 467	227	
17 F	3 440	125	2	2 830	256	
18 F_1	3 720	170	3	3 375	194	
24 F_1	3 530	140	4	3 284	240	
25 D	—	—	6	2 741	204	Element prefabricat
11 F	3 610	150	7	3 465	246	
12 F	—	—	8	2 760	211	
13 F	3 520	140	9	3 100	246	
12 F și 13 F	—	—	10	3 140	221	
11 D	—	—	11	2 610	172	
rete bazin	—	—	12	3 240	219	
4 F	—	—	13	3 380	278	
3 F	—	—	14	3 400	271	
20 F	—	—	15	3 200	199	
21 F	—	—	16	2 150	178	

În tabela 2 sînt date rezultatele măsurătorilor „in situ" și pe carote. Vitezele din coloana 2 sînt medii ale tuturor vitezelor măsurate pe element.

Rezistențele obținute cu ajutorul ultrasunetelor, interpretate după curba trasată cu ajutorul carotelor, sînt aproximativ duble decît acelea interpretate pe baza normativului. La aceste betoane s-au obținut rezistențe de 200—250 kg/cm² cu viteze variind între 2 800 și 3 600 m/s, deci cu viteze relativ mici.

O diferență mai mică între cele două metode s-a obținut la betoanele marca B 300, de la silozul uzinei de aluminiu Slatina (fig. 6).

Totuși, în jurul mărcii, rezistențele obținute cu ajutorul carotelor sînt cu 60—70 kg/cm² mai mari decît cele obținute cu ajutorul ultrasunetelor.

La silozul de cereale de la Lugoj am avut posibilitatea să facem determinări cu ultrasunete și sclerometru pe betoanele din lucrare și să extragem carote, pe care le-am încercat cu ultrasunete și la presă.

Rezultatele sînt trecute în graficul din figura 7 și în tabela 3.

Cercetarea s-a făcut pe o zonă de circa 2 m înălțime, care s-a executat pe timp friguros (beton B 200 executat prin glisare).

Curba I s-a trasat cu ajutorul rezistențelor la compresiune, obținute pe carote, și cu vitezele de propagare măsurate pe betonul din siloz în jurul punctului de unde s-au extras carotele (cerculețele pline).

Curbele II și III s-au trasat după indicațiile din normativul C26-62, ținînd seamă de tratarea betonului în timpul turnării (temperaturi diferite).

Rezultă că și în această situație indicațiile date de normativ sînt acoperitoare.

Situînd însă pe diagramă, cu cerculețe simple, vitezele măsurate pe carote și rezistențele obținute la presă pe carote, se observă o împrăștiere destul de mare, datorită neomogenității betonului executat în perioada friguroasă. Se obțin rezistențe de 200—225 kg/cm² la variații de viteze între 3 500—4 100 m/s, deci variații mari de viteze la variații mici de rezistență.

Comparînd curbele IV și V se observă că sclerometrul dă valori mai mari decît carotele pînă la rezistențe de circa 225 kg/cm². Iar din tabela 3 se observă că în general sclerometrul dă valori mai mari decît cele reale.

O cercetare interesantă s-a făcut pe carotele Ø 15 cm de beton extrase din corpul barajului Vidraru și din galeria de fugă la care s-au determinat vitezele de propagare ale ultrasunetelor și rezistențele la presă (fig. 8). Curba I s-a obținut pe carotele extrase din corpul barajului, curba II cu carotele scoase din galeria de fugă, care are un beton cu marcă mai mică decît cel din corpul barajului, iar curba III s-a calculat cu normativul C26-62.

Întrucît aici s-au folosit agregate neconcasate avînd granula maximă de ordinul a 120—140 mm, iar dozajul de ciment

Tabela 3

Indicativ carote	Determinări cu ultrasunete					Determinări cu sclerometrul Schmidt tip N			OBS.
	Viteza de propagare a ultrasunetelor (m/s)		Rezistențele (kgf/cm²) calculate după :			Indice de recul	Rezistențe (kgf/cm²) calculate după		
	pe carote	in situ	carote la presă	curba I	curbele II și III		curba IV	curba V	
2	—	3 800	205	234	180	32,4	196	226	
3	—	3 860	220	250	185	31,9	185	218	
4	—	—	140	—	—	30,4	164	197	
5	—	3 160	95	114	90	—	—	—	
6	—	3 320	110	132	105	—	—	—	
7	—	—	130	—	—	—	—	—	
8	—	3 810	180	230	176	32,3	194	223	
9	—	3 740	215	208	160	33,8	234	249	
10	—	3 180	125	116	95	—	—	—	
11	—	2 950	125	96	77	—	—	—	
12	—	3 800	215	227	175	33,3	212	241	
13	3 900	3 840	225	242	182	35,2	254	270	
14	3 800	3 720	180	200	162	32,7	202	231	
15	3 300	3 120	115	110	90	—	—	—	
16	—	3 020	125	100	84	—	—	—	
17	4 100	3 710	195	198	160	—	—	—	
18	4 000	3 775	225	217	170	33,9	235	249	
22	—	3 880	295	260	220	35,2	254	270	
23	4 000	3 480	175	154	145	30,6	166	202	
25	4 100	3 750	230	210	193	33,3	212	241	

a fost mai mic decît la betoanele obişnuite, pentru aceeaşi marcă, normativul C26-62 nu se mai poate aplica. La viteze de 4 000 m/s, măsurate pe carote Ø 150 mm, se obţin după normativ rezistenţe de 176 kg/cm², iar după carote, care sînt sensibil egale cu acelea obţinute pe epruvete cilindrice şi cubice, de ordinul a 425 kg/cm². S-a aplicat normativul deci curba III numai pentru a ilustra indicaţia acestuia de a nu se aplica la betoane cu agregate mai mari de 70 mm.

Dr. ing. Weigler şi dr. ing. Kern au publicat în revista Betonsteinzeitung nr. 5/1965 rezultatele unui studiu, din care vom lua unele date pentru a le compara cu ale noastre.

Experimentările s-au făcut pe o grindă, pe care s-au măsurat vitezele de propagare şi atenuarea ultrasunetelor, indicii de recul obţinuţi cu sclerometrul Schmidt, s-au extras carote, determinîndu-se şi densităţile.

Rezultatele sînt trecute în figura 9.

S-au mai extras 44 carote dintr-o fundaţie la care s-au cunoscut elementele cu care s-a executat betonul.

Rezultatele obţinute s-au interpretat şi cu indicaţiile din normativul C26-62 trecîndu-se în diagramele din figurile 10, 11 şi 12.

Se observă din diagrame, la aceste experimentări, aceleaşi diferenţe între rezultatele interpretate cu ajutorul carotelor şi cu normativul C26-62 ca şi la experimentările noastre.

Este necesar să explicăm împrăştierile mari, precum şi limitele de valabilitate a metodelor nedistructive.

Se cunoaşte relaţia

$$v = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \frac{1 - \mu}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}} \tag{1}$$

în care

v este viteza de propagare a ultrasunetelor
E_d — modulul de elasticitate dinamic
ρ — densitatea
μ — coeficientul lui Poisson.

Dacă se păstrează constante densitatea şi coeficientul lui Poisson, atunci viteza variază numai în funcţie de modulul de elasticitate.

Modulul de elasticitate al betonului variază însă în funcţie de proporţia volumetrică dintre agregate şi piatra de ciment, deci de modulurile de elasticitate ale acestora.

Dacă se notează cu

V_k — volumul agregatelor dintr-un beton
V — volumul total al betonului

$$\alpha^3 = \frac{V_k}{V}$$

E_k — modulul de elasticitate al agregatelor
E_z — modulul de elasticitate al pietrei de ciment

se obţine după A. Mehmel şi E. Kern relaţia

$$E_b = \frac{\alpha^2 E_k E_z}{\alpha E_z + (1 - \mu) E_k} + (1 - \mu^2) E_z. \tag{2}$$

Făcîndu-se experimentări cu betoane avînd piatra de ciment cu E_z variind între 100 respectiv 200 t/cm² şi cu un α^3 între 0,60 respectiv 0,82, folosind agregate de rezistenţe diferite (de la nisip cu E aprox. 200 t/cm² şi bazalt cu E aprox. 1 000 t/cm²) se obţine diagrama din figura 13, din care se deduce că viteza sunetului este influenţată :

— foarte mult de natura agregatelor (de la 2,15 pentru betoane cu nisip grăunţos pînă la 5,50 km/s pentru betoane cu criblură de bazalt) ;

— mult de cantitatea de agregat (α^3) cuprinsă în masa de beton ;

— puţin de calitatea pietrei de ciment (suprafaţa haşurată din diagramă).

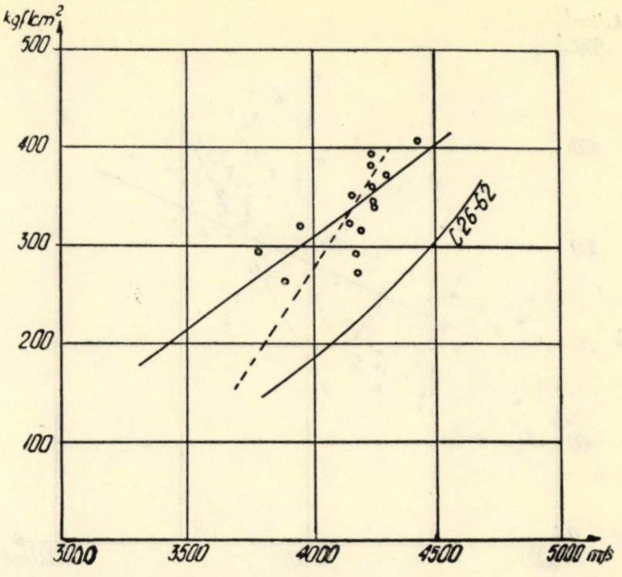


Fig. 10. Relaţia dintre viteza sunetului şi rezistenţa unei carote scoase dintr-o grindă de beton

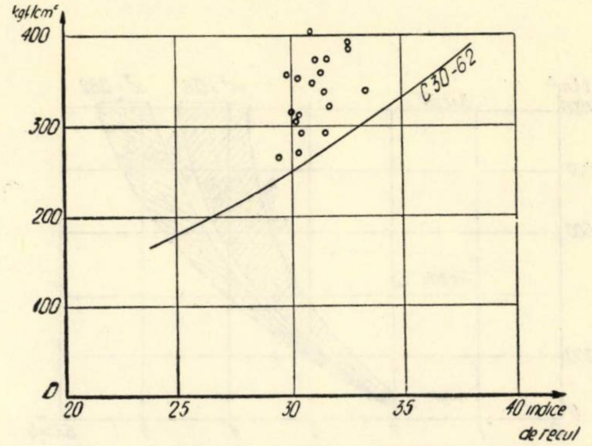
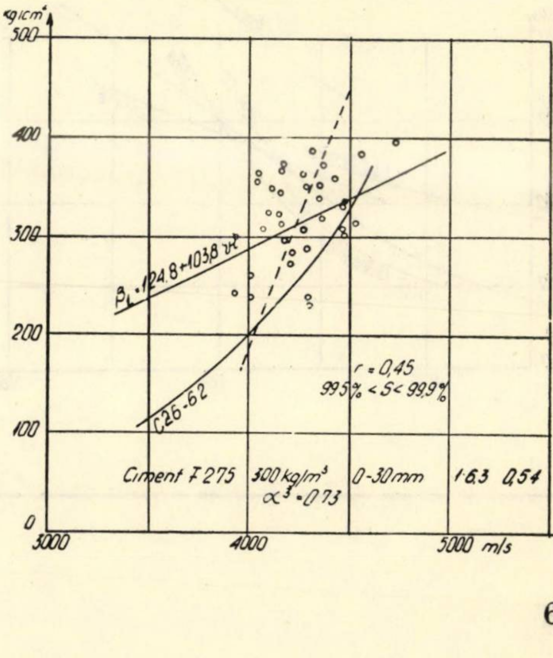


Fig. 11. Relaţia dintre indicele de recul obţinut cu sclerometrul Schmidt şi rezistenţele pe carote extrase dintr-o grindă

Fig. 12. Relaţia dintre rezistenţa la compresiune şi viteza ultrasunetelor la un beton dintr-o fundaţie (44 carote)



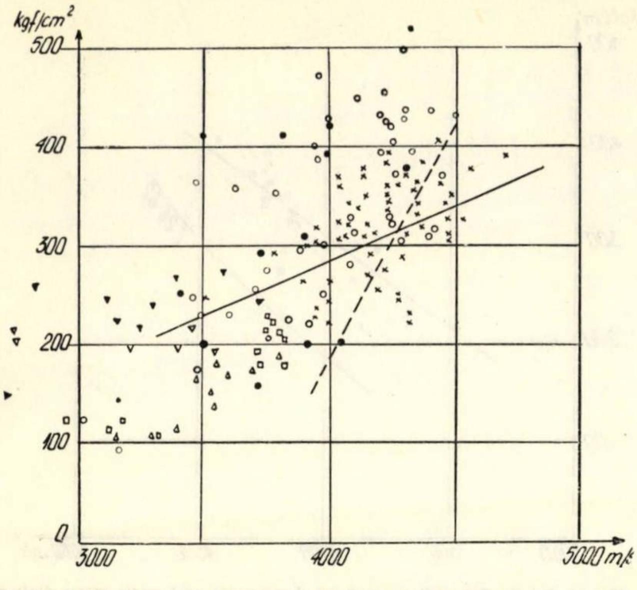


Fig. 13. Relaţia dintre viteza sunetului, modulul de elasticitate al agregatelor E_k, al pietrei de ciment şi proporţiei de agregat α^3

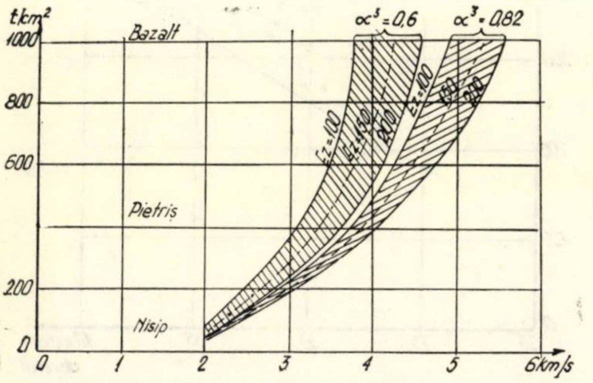
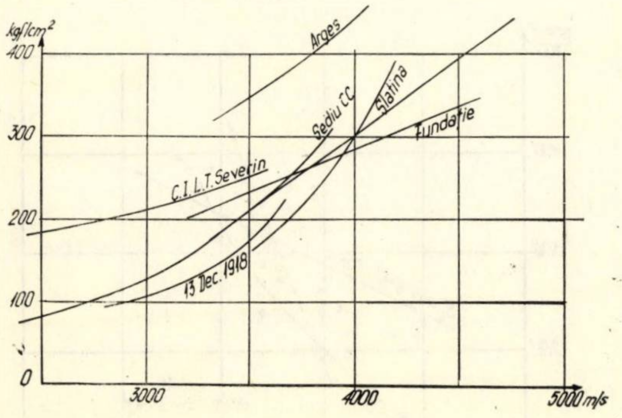


Fig. 14. Relaţia dintre viteza sunetului şi rezistenţele m/s. la compresiune pe carote extrase în diferite lucrări

Fig. 15. Curbele de relaţii dintre rezistenţele pe carote şi viteza sunetului la lucrările menţionate mai sus



La betoanele din barajul Vidraru (fig. 8) s-au obţinut rezistenţe mari la viteze de propagare a ultrasunetelor relativ mici, pentru că s-au folosit agregate cu granule de dimensiuni mari şi rezistenţe mari, iar raportul dintre volumul agregatelor şi al pietrei de ciment este mult mai mare decît la betoanele obişnuite. Rezistenţa granulelor a avut rol hotărîtor. De altfel, densitatea acestor betoane depăşeşte 2,6 t/m³.

O deficienţă a metodei cu ultrasunete este faptul că viteza este puţin sensibilă la calitatea pietrei de ciment, care însă creşte foarte mult odată cu calitatea şi cantitatea cimentului.

Deci cu această metodă nu putem preciza rezistenţa unor betoane care au aceleaşi agregate, însă la care variază mult dozajul de ciment (în special la betoane cu rezistenţe peste 250 kg/cm²). Corectarea rezultatelor, cu ajutorul unor coeficienţi, în funcţie de dozajul presupus că s-a folosit şi care nu se poate verifica in situ, înseamnă a da nişte rezistenţe apreciate şi nu determinate.

Acestea se pot apropia de realitate dacă la betonare s-a respectat dozajul şi se pot îndepărta foarte mult de realitate dacă s-au făcut erori la dozarea cimentului.

În figura 14 sînt trecute toate rezultatele obţinute la lucrările menţionate mai sus.

Se observă şi din această diagramă următoarele :

— Împrăştierea foarte mare a rezultatelor.

— La aceeaşi viteză măsurată pot corespunde rezistenţe foarte mult diferite între ele. De exemplu, la 4 000 m/s se pot obţine rezistenţe între 200 şi 450 kg/cm².

— Aceeaşi rezistenţă poate fi obţinută cu viteze mult diferite. De exemplu, 200 kg/cm² poate fi obţinută cu viteze începînd de la 3 200 m/s pînă la viteze de 4 000 m/s.

— Nu se poate găsi o funcţie, fie ea exponenţială sau linie dreaptă, care să fie valabilă în toate cazurile întîlnite în practică.

Pentru a se scoate în evidenţă şi mai bine acest lucru, s-au trasat în diagrama din figura 15 toate curbele cu care s-au interpretat rezultatele de la lucrările menţionate mai sus.

Trasînd curbele cu ajutorul carotelor extrase din lucrarea cercetată, se pot da rezultate mai apropiate de realitate.

Rezultate mai exacte se vor putea da numai dacă se vor măsura în fiecare punct cercetat, pe lîngă viteza de propagare, şi ceilalţi factori care contribuie la împrăştierea rezultatelor (densitatea, natura şi mărimea agregatelor, raportul dintre volumele agregatelor şi ale pietrei de ciment, dozajul, umiditatea etc.).

Avînd în vedere rezultatele obţinute pînă în prezent la cercetarea calităţii betoanelor cu metodele nedistructive se pot trage următoarele concluzii :

Sclerometrul dă rezultate puţin împrăştiate, însă toate pot fi grupate în jurul situaţiei reale sau mult de o parte sau alta, fără a putea preciza în ce loc sînt grupate.

Cercetarea cu ultrasunete a betoanelor conduce la rezultate destul de bune în ce priveşte omogenitatea şi rezultate aproximative în ce priveşte rezistenţa betonului.

Determinarea calităţii betonului cu ajutorul carotelor extrase din structuri este mai apropiată de realitate, dar nu poate fi aplicată în toate cazurile, deoarece nu se poate face decît în puţine puncte, atît datorită slăbirii structurii, cît şi din cauza costului ridicat.

În cazurile în care este necesară o precizare a calităţii unei structuri, nu numai o apreciere, este recomandabil să se combine aceste metode.

Curba relaţiei dintre viteza de propagare a ultrasunetelor şi rezistenţa betonului trebuie să se obţină cu ajutorul carotelor extrase, dacă nu s-a stabilit pe cuburi la turnarea betonului.

Aceste încercări trebuie făcute de cercetători cu experienţă, care să fie în măsură să interpreteze rezultatele în funcţie de situaţiile locale.

Folosirea normativului C26-62 în mod mecanic, fără a pătrunde spiritul său, iară a ţine seamă de rezervele menţionate în acesta, precum şi de cele arătate mai sus, poate duce la erori grave.

O posibilitate de simplificare a verificării elementelor de beton armat întinse centric sau încovoiate la starea limită de deschidere a fisurilor

Ing. D. Constantinescu

În metoda de calcul la stări limită, orice element de construcţie trebuie dimensionat la starea limită de rezistenţă şi verificat la stările limită ale exploatării normale (în cazul betonului armat, starea limită de deschidere a fisurilor şi starea limită de deformaţie) [1].

Verificarea elementelor de beton armat la starea limită de deschidere a fisurilor comportă verificarea condiţiei

$$\alpha_f \leqslant \bar{\alpha}_f \tag{1}$$

unde $\bar{\alpha}_f$ reprezintă deschiderea admisibilă a fisurilor şi are valori cuprinse între 0,10 mm şi 0,30 mm ([3], pct. 5.4.6), în funcţie de destinaţia construcţiei, iar α_f reprezintă deschiderea de calcul a fisurii şi se calculează cu relaţiile ([3], pct. 5. 4. 2. şi 5. 4. 3) :

$$\lambda_f = \beta_f \cdot \frac{A_{bt}}{U} \tag{2}$$

$$\alpha_f = \lambda_f \cdot \psi \cdot \frac{\sigma_{a2}}{E_a} \tag{3}$$

în care :

β_f este un coeficient de forma

$$\beta_f = \alpha\left(k + 30\frac{\mu}{d}\right) \tag{4}$$

α variind după natura solicitării şi avînd valorile $\alpha = 1{,}3$ pentru întindere centrică şi $\alpha = 1{,}0$ pentru încovoiere, iar k variind cu natura armăturii şi avînd valorile

$k = 0{,}5$ pentru oţel OL 38
$k = 0{,}4$ pentru oţel TOR
$k = 0{,}35$ pentru oţel PC

ψ este un coeficient care caracterizează conlucrarea între beton şi armătură pe porţiunea cuprinsă între fisuri (fig. 1) şi are valoarea subunitară

$$\psi = 1 - \bar{\beta} \cdot \frac{A_{bt}}{A_a} \cdot \frac{R_t^n}{\sigma_{a2}} \tag{5}$$

unde, după cum barele au suprafaţa netedă (OL38) sau cu profil periodic (TOR, PC), $\bar{\beta}$ ia valorile

$$\bar{\beta} = 0{,}2(1 - 0{,}6\, v) \tag{6a}$$

şi respectiv

$$\bar{\beta} = 0{,}3(1 - 0{,}5\, v). \tag{6b}$$

În relaţiile de mai sus s-au folosit notaţiile :

A_a este aria armăturii întinse

$\mu = \frac{A_a}{A}$ — coeficientul de armare (A este suprafaţa utilă a secţiunii elementului). În cele ce urmează se va folosi mai mult notaţia $p = 100\ \mu$.

U — perimetrul total al armăturii întinse

d — diametrul barelor întinse. Dacă barele din secţiune nu au acelaşi diametru, prin d se va înţelege un diametru convenţional ales astfel încît, pentru un număr de bare egal cu cel real, aria A_a şi perimetrul U să rămînă acelaşi. În acest fel d se defineşte prin relaţia

$$d = \frac{4A_a}{U} \tag{7}$$

A_{bt} — aria de beton întinsă din secţiunea de la mijlocul distanţei între fisuri, care se presupune că lucrează în stadiul IA (fig. 1).

a) În cazul elementelor de beton armat întinse centric (fig. 2 b)

$$A_{bt} = A - A_a = A(1 - \mu), \tag{8}$$

dar se poate lua aproximativ $A_{bt} \simeq A$

b) În cazul elementelor de beton armat încovoiate (fig. 3 b) dacă secţiunea este dreptunghiulară, dacă se acceptă ipoteza lui Bernoulli (fig. 3 c), valoarea $\lambda = 0{,}5$ pentru coeficientul de plasticitate ([1] pag. 32) şi valoarea $\varepsilon_2 \simeq 0{,}1\,^0/_{00}$ pentru deformaţia limită a betonului la întindere se obţine

$$A_{bt} = \frac{bh_0}{2} \cdot \frac{R_t^n + 2\,p}{R_t^n + p} \tag{9}$$

R_t^n este rezistenţa normală a betonului la întindere

σ_{a2} — efortul unitar în armătura întinsă în secţiunea fisurată (fig. 1, 2 c, 3 d)

E_a — modulul de elasticitate al armăturii ($2{,}1 \times 10^6$ kgf/cm^2)

$v = \frac{P_{ld}}{P}$ — unde P_{ld} este încărcarea de lungă durată ([3] ; pct. 5. 5. 2), iar P este încărcarea totală.

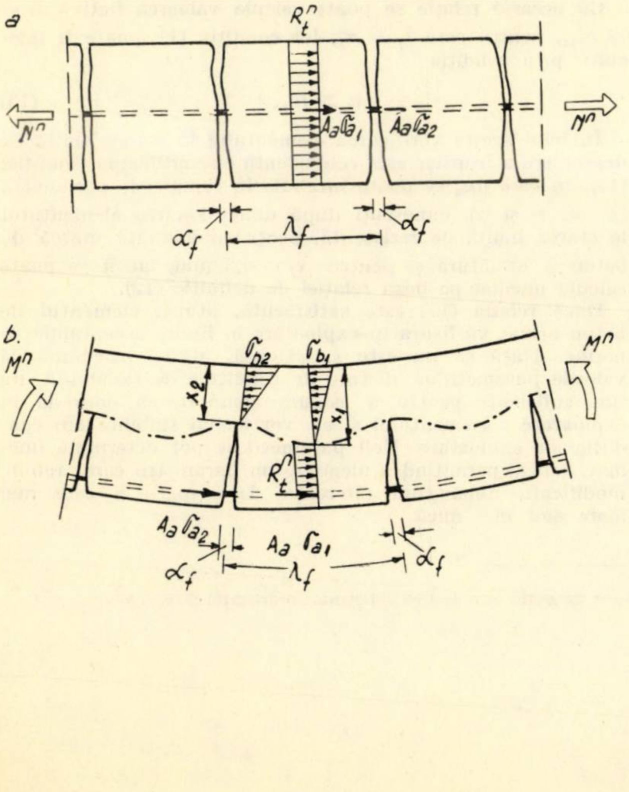


Fig. 1. Ipoteze asupra comportării în exploatare a elementelor de beton armat întinse centric (*a*) sau încovoiate (*b*)

Aceste calcule de verificare la starea limită de deschidere a fisurilor, fără a fi complicate, sînt laborioase datorită numărului mare de parametri şi coeficienţi cu care operează. Pentru reducerea lor, în lucrările [1] şi [2] sînt date grafice cu ajutorul cărora se pot determina ψ şi $\frac{\alpha_f}{\psi}$.

Lucrarea de faţă se înscrie în aceeaşi tendinţă de simplificare a calculelor cerute de verificarea stării limită de deschidere a fisurilor la proiectarea elementelor de beton armat. Se propun tabele cu ajutorul cărora condiţia (1) să poată fi verificată imediat, astfel încît verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor să nu comporte calcule suplimentare peste cele efectuate curent la starea limită de rezistenţă.

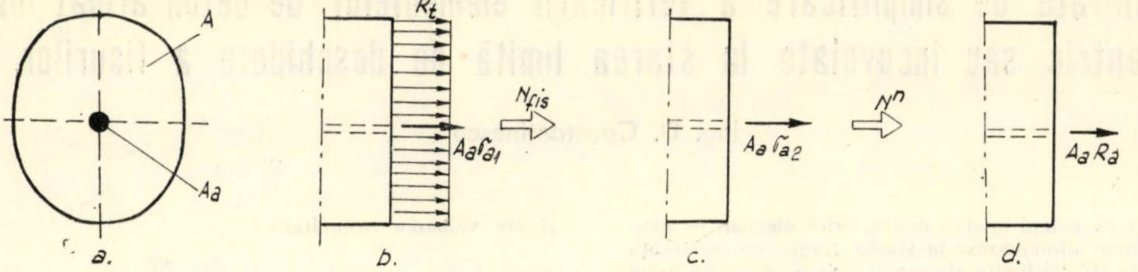


Fig. 2. Stadii de lucru la un element de beton armat întins centric
b — apariţia fisurării ; *c* — în exploatare ; *d* — la rupere

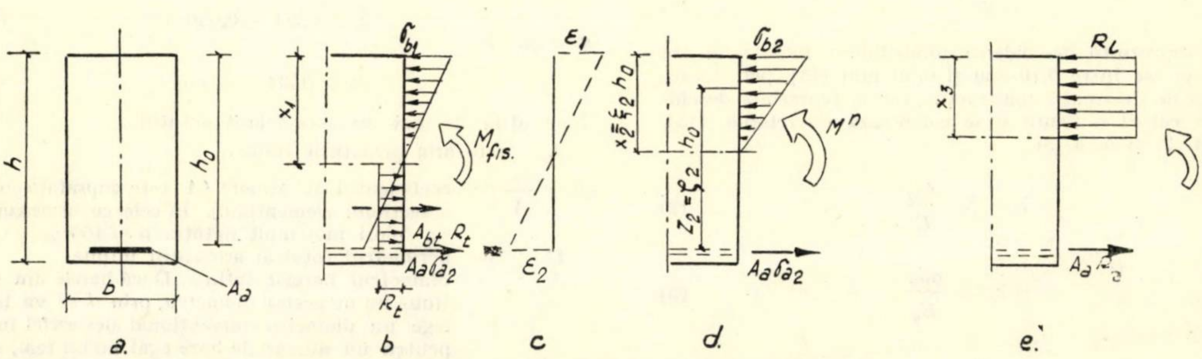


Fig 3. Stadii de lucru la un element de beton armat supus la încovoiere
b — apariţia fisurării ; *d* — în exploatare ; *e* — la rupere

A. PRINCIPII

Din relaţiile (2)...(6) se observă că mărimea deschiderii fisurii depinde în cele din urmă de următorii parametri :

— procentul de armare (p) ;
— diametrul barelor de armătură (d) ;
— calitatea materialelor folosite (beton şi armătură) ;
— natura încărcării (v) ;
— caracteristicile de deformaţie în timp ale betonului.

Aceşti parametri sînt cunoscuţi după dimensionarea elementului la starea limită de rezistenţă şi vor reprezenta parametrii de intrare în tabelele ce se propun. Baza teoretică a acestor tabele o formează relaţiile (2)...(9), precum şi următoarele ipoteze admise curent în calculul elementelor de beton armat prin metoda stărilor limită :

a. Sub încărcările de calcul, elementul de beton armat ajunge la starea limită de rezistenţă, adică secţiunea cea mai solicitată se găseşte în stadiul III de comportare (fig. 2 d pentru elementele întinse centric şi fig. 3 e pentru elementele încovoiate simplu armate).

b. În exploatare, sub încărcările normate, aceeaşi secţiune se găseşte în stadiul II de comportare (fig. 2 c pentru elementele întinse centric şi fig. 3 d pentru elementele încovoiate simplu armate).

c. În stadiul II, poziţia axei neutre nu depinde de valoarea solicitării. Într-adevăr, la încovoiere, poziţia axei neutre $x_2 = \xi_2 \cdot h_0$ se determină cu relaţia ([3], pct. 5. 2. 5)

$$\xi_2 = \mu \cdot n' \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\mu n'}} - 1 \right) \tag{10}$$

în funcţie de coeficientul de armare μ şi de coeficientul de echivalenţă

$$n' = \frac{E_a}{E_b'} = \frac{E_a}{E_b} \left(1 + \mu \frac{R_a}{40} \right) (1 + v\bar{\varphi}). \tag{11}$$

Admiţînd aceste ipoteze, precum şi ipoteza secţiunilor plane în stadiul de exploatare, se poate arăta că efortul unitar în armătura întinsă, în stadiul de exploatare σ_{a2} se poate calcula folosind parametrii de mai sus, în funcţie de coeficientul $\bar{n}$ definit ca raportul între capacitatea portantă (S_{cap}) şi solicitarea normată (S_n)

$$\bar{n} = \frac{S_{cap}}{S_n} \geqslant n = \frac{S}{S_n}, \tag{12}$$

unde prin S s-a notat solicitarea de calcul, iar prin n coeficientul de supraîncărcare*.

Înlocuind valoarea lui σ_{a2} astfel calculată în relaţiile (3) şi (5) şi grupînd convenabil parametrii, se poate găsi o expresie pentru α_f în funcţie numai de parametrii de mai înainte

$$\alpha_f = F(p, d, v, \bar{\varphi}, n, \text{beton, armătură}).$$

Cu această relaţie se poate calcula valoarea fictivă $\bar{n} = n_{fis}$, pentru care $\bar{\alpha}_f = \alpha_f$, iar condiţia (1) poate fi înlocuită prin condiţia

$$\bar{n} \geqslant n_{fis}. \tag{13}$$

În felul acesta verificarea elementului la starea limită de deschidere a fisurilor este echivalentă cu verificarea condiţiei (13), în care n_{fis} se poate întabula în funcţie de parametrii (p, d, v şi $\bar{\varphi}$), cunoscuţi după dimensionarea elementului la starea limită de rezistenţă, pentru o anumită marcă de beton şi armătură şi pentru $\bar{\alpha}_f = 0{,}3$ mm, iar $\bar{n}$ se poate calcula imediat pe baza relaţiei de definiţie (12).

Dacă relaţia (13) este satisfăcută, atunci elementul de beton armat va fisura în exploatare în limite acceptabile de norme. Dacă ea nu este satisfăcută, atunci înseamnă că valorile parametrilor, dictate de condiţiile de rezistenţă, nu sînt suficiente pentru a asigura comportarea normală în exploatare a elementului şi ele vor trebui stabilite din condiţiile de exploatare. Noii parametri se pot determina imediat, tabela permiţînd a alege optim parametrii care trebuie modificaţi, după cum diferenţa $\Delta n = n_{fis} - \bar{n}$ este mai mare sau mai mică.

---

* Se poate considera cu suficientă aproximaţie că $\bar{n} = n$.

În cazul în care condiţiile de exploatare sînt mai severe şi deschiderea admisibilă a fisurii $\bar{\alpha}'_f < \bar{\alpha}_f = 0{,}3$ mm, trebuie determinat un alt parametru n'_{fis} corespunzător deschiderii admisibile a fisurii $\bar{\alpha}'_f$. Se poate găsi o funcţie D, care să permită trecerea simplă de la valoarea întabulată n_{fis}, corespunzătoare lui $\bar{\alpha}_f = 0{,}3$ mm, la valoarea n'_{fis}.

Astfel se constată că structura ecuaţiei din care urmează a se determina n_{fis} este de forma

$$n_{fis} = \frac{N_1}{\bar{\alpha}_f + N_2},$$

unde N_1 şi N_2 sînt funcţii de parametrii p, d, v, $\bar{\varphi}$, beton şi oţel şi nu depind de valoarea admisă pentru deschiderea fisurii.

Dacă se face notaţia $D = \dfrac{\bar{\alpha}_f}{N_2}$, atunci pe baza relaţiei precedente

$$n_{fis} = \frac{\dfrac{N_1}{N_2}}{D + 1},$$

iar

$$n'_f = \frac{N_1}{\bar{\alpha}'_f + N_2} = \frac{\dfrac{N_1}{N_2}}{\dfrac{\bar{\alpha}'_f}{\bar{\alpha}} \cdot D + 1} = \frac{D + 1}{\dfrac{\bar{\alpha}'_f}{\bar{\alpha}_f} \cdot D + 1}\, n_{fis}\,. \tag{14}$$

Se observă că deoarece $\bar{\alpha}'_f < \bar{\alpha}_f$, rezultă că $n'_{fis} > n_{fis}$, astfel încît în noile condiţii relaţia (13) devine mai restrictivă.

Funcţia D poate fi folosită şi pentru calculul deschiderii efective a fisurii, cu relaţia

$$\alpha_f = \frac{\bar{\alpha}_f}{D}\left[(D + 1)\frac{n_{fis}}{\bar{n}} - 1\right]. \tag{15}$$

Se observă că funcţia D depinde de aceiaşi parametri ca şi n_{fis} şi deci se poate introduce în acelaşi tabel.

În cazul în care $D \gg 1$ $(\sim D > 20)$ relaţiile (14) şi (15) se pot simplifica, devenind

$$n'_{fis} \simeq \frac{\bar{\alpha}_f}{\bar{\alpha}'_f} \cdot n_{fis} \tag{14 a}$$

şi

$$\alpha_f \simeq \frac{n_{fis}}{\bar{n}} \cdot \bar{\alpha}_f. \tag{15a}$$

În cele ce urmează, folosind relaţiile de mai înainte, se vor determina relaţii de calcul pentru n_{fis} pentru cazul elementelor solicitate la întindere centrică şi a elementelor avînd secţiuni reductibile la un dreptunghi şi solicitate la încovoiere.

B. VERIFICAREA LA STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR A ELEMENTELOR DE BETON ARMAT ÎNTINSE CENTRIC

Folosind în relaţia (2) notaţiile de mai înainte şi valoarea coeficientului β_f, definită conform (4), se obţine

$$\lambda_f = 1{,}3\left(k + 30\frac{\mu}{d}\right) \cdot \frac{A_{bt}}{U} = 1{,}3\left(k + 0{,}3\frac{p}{d}\right)\frac{A - A_a}{U} =$$

$$= 1{,}3\left(k + 0{,}3\frac{p}{d}\right) \cdot \frac{A_a}{U} \cdot \left(\frac{A}{A_a} - 1\right) =$$

$$= 1{,}3\left(k + 0{,}3\frac{p}{d}\right)\frac{d}{4p}(100 - p)$$

sau

$$\lambda_f = 32{,}5\left(0{,}3 + k\frac{d}{p}\right)(1 - \mu). \tag{16}$$

În relaţia precedentă pentru μ *mic* se poate neglija factorul $(1 - \mu)$. În acest caz se observă că distanţa între fisuri nu depinde decît de tipul armăturii (prin coeficientul numeric k) şi de raportul d/p.

Dacă în relaţia $\sigma_{a2} = \dfrac{N^n}{A_a}$ (fig. 2 c) se foloseşte coeficientul $\bar{n}$ definit ca în (12) se obţine

$$\sigma_{a_2} = \frac{N_{cap}}{A_a} \cdot \frac{1}{\bar{n}} = \frac{R_a}{\bar{n}}. \tag{17}$$

Introducînd relaţia precedentă în (5) rezultă valoarea lui ψ sub forma

$$\psi = 1 - \bar{\beta}\frac{A - A_a}{A_a} \cdot \frac{R_t^n}{R_a}\bar{n} = 1 - \bar{\beta} \cdot \bar{n}\frac{R_t^n}{\mu\, R_a}(1 - \mu). \tag{18}$$

Fig. 4. Curbele $n_{fis}(p, d) = 1{,}0$ şi $n_{fis}(p, d) = 1{,}5$ pentru un element întins centric armat cu OL 38, atunci cînd deschiderea admisibilă a fisurii este $\bar{\alpha}_f = 0{,}3$ mm

În domeniul A ($n_{fis} < 1{,}0$) nu este necesară verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor

În domeniul B ($1{,}0 < n_{fis} < 1{,}5$) este necesară verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor

În domeniul C ($n_{fis} > 1{,}5$) elementul de beton armat rezultă dimensionat de starea limită de deschidere a fisurilor.

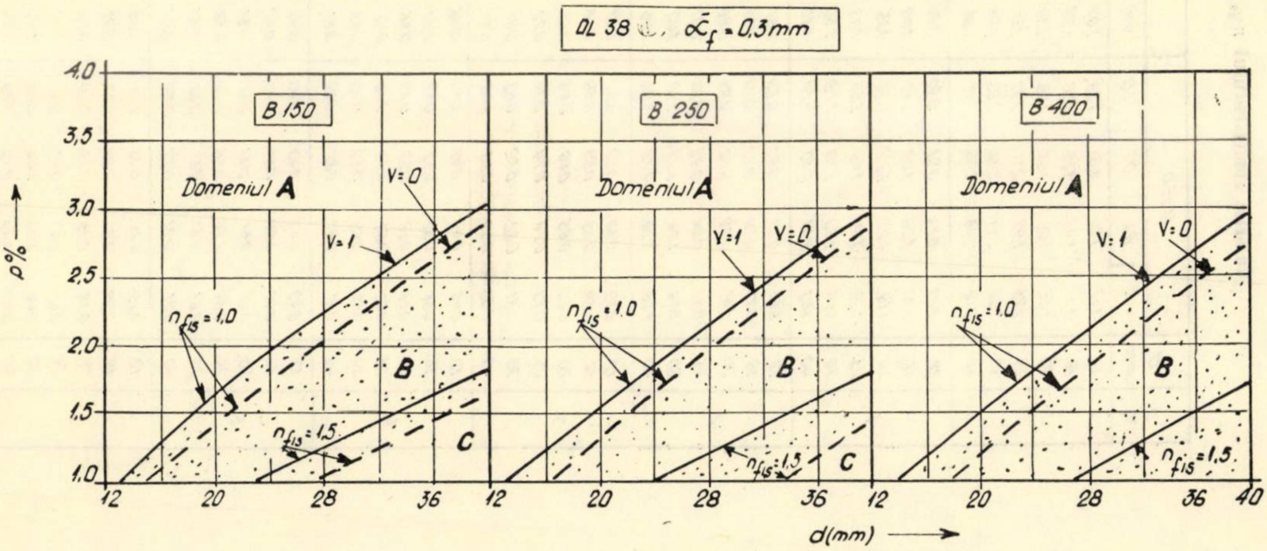


Tabela 1

Valorile coeficientului n_{fis} pentru elemente întinse centric, armate cu OL 38, dacă deschiderea fisurilor este $\bar{\alpha}_f = 0,3$ mm

$\bar{\alpha}_f = 0.3$mm
OL 38

ρ %	d mm	B 150				B 200				B 250				B 300				B 400			
		ν=0	0.4	0.7	1.0	ν=0	0.4	0.7	1.0	ν=0	0.4	0.7	1.0	ν=0	0.4	0.7	1.0	ν=0	0.4	0.7	1.0
0.5	12	1.17	1.24	1.31	1.39	1.07	1.18	1.26	1.35	1.02	1.12	1.21	1.31	0.98	1.09	1.18	1.29	0.92	1.02	1.12	1.24
	16	1.37	1.48	1.56	1.70	1.25	1.39	1.51	1.64	1.18	1.31	1.43	1.58	1.13	1.26	1.39	1.54	1.04	1.18	1.31	1.48
	20	1.56	1.69	1.83	1.99	1.39	1.59	1.73	1.90	1.31	1.48	1.63	1.82	1.25	1.42	1.58	1.78	1.14	1.37	1.48	1.69
	25	1.75	1.93	2.11	2.32	1.55	1.81	1.97	2.21	1.45	1.63	1.85	2.10	1.37	1.68	1.78	2.04	1.24	1.45	1.65	1.92
	30	1.92	2.14	2.38	2.63	1.68	1.96	2.19	2.49	1.56	1.80	2.04	2.36	1.47	1.72	1.95	2.27	1.33	1.56	1.80	2.12
	40	2.19	2.48	2.78	3.18	1.88	2.24	2.56	2.97	1.74	2.04	2.35	2.78	1.63	1.99	2.24	2.67	1.45	1.74	2.04	2.40
1	12	0.87	0.89	0.91	0.92	0.84	0.87	0.89	0.91	0.82	0.85	0.88	0.90	0.81	0.84	0.87	0.90	0.79	0.82	0.85	0.89
	16	1.03	1.06	1.09	1.12	1.00	1.04	1.08	1.10	0.98	1.02	1.05	1.09	0.96	1.00	1.04	1.08	0.92	0.98	1.02	1.06
	20	1.19	1.23	1.27	1.30	1.15	1.20	1.24	1.29	1.11	1.17	1.22	1.27	1.09	1.15	1.20	1.25	1.05	1.11	1.17	1.23
	25	1.38	1.44	1.49	1.54	1.33	1.40	1.45	1.51	1.28	1.30	1.42	1.49	1.25	1.33	1.40	1.47	1.19	1.28	1.36	1.44
	30	1.56	1.63	1.70	1.76	1.50	1.58	1.65	1.73	1.43	1.53	1.61	1.70	1.40	1.50	1.58	1.67	1.33	1.43	1.53	1.63
	40	1.89	2.01	2.10	2.20	1.80	1.93	2.03	2.14	1.71	1.85	1.97	2.10	1.66	1.80	1.93	2.07	1.56	1.71	1.85	2.00
2	12	0.61	0.62	0.62	0.63	0.61	0.62	0.62	0.63	0.60	0.61	0.62	0.62	0.60	0.61	0.62	0.62	0.59	0.60	0.61	0.62
	16	0.71	0.72	0.72	0.73	0.70	0.71	0.72	0.73	0.70	0.71	0.72	0.72	0.69	0.70	0.71	0.72	0.68	0.70	0.71	0.72
	20	0.81	0.82	0.82	0.83	0.80	0.81	0.82	0.83	0.79	0.80	0.81	0.82	0.79	0.80	0.81	0.82	0.77	0.79	0.80	0.82
	25	0.93	0.94	0.95	0.96	0.91	0.93	0.94	0.95	0.90	0.92	0.93	0.95	0.90	0.91	0.93	0.95	0.88	0.90	0.92	0.94
	30	1.04	1.06	1.07	1.10	1.03	1.05	1.07	1.08	1.02	1.04	1.06	1.07	1.01	1.03	1.05	1.07	0.99	1.02	1.04	1.06
	40	1.28	1.30	1.32	1.34	1.25	1.28	1.30	1.33	1.23	1.26	1.29	1.32	1.22	1.25	1.28	1.31	1.19	1.23	1.26	1.30
3	12	0.52	0.52	0.52	0.52	0.51	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.52	0.52	0.51	0.51	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.52
	16	0.58	0.59	0.59	0.59	0.58	0.58	0.59	0.59	0.58	0.58	0.58	0.59	0.57	0.58	0.58	0.59	0.57	0.58	0.58	0.59
	20	0.65	0.65	0.66	0.66	0.65	0.65	0.66	0.66	0.64	0.65	0.65	0.66	0.64	0.65	0.65	0.66	0.64	0.64	0.65	0.65
	25	0.73	0.74	0.74	0.74	0.73	0.73	0.74	0.74	0.72	0.73	0.73	0.74	0.72	0.73	0.73	0.74	0.71	0.72	0.73	0.74
	30	0.81	0.82	0.82	0.83	0.81	0.82	0.82	0.83	0.80	0.81	0.82	0.82	0.80	0.81	0.82	0.82	0.79	0.80	0.81	0.82
	40	0.98	0.99	0.99	1.00	0.97	0.98	0.99	1.00	0.96	0.97	0.98	0.99	0.96	0.97	0.98	0.99	0.94	0.96	0.97	0.99
4	12	0.46	0.46	0.47	0.47	0.46	0.46	0.46	0.47	0.46	0.46	0.46	0.47	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46
	16	0.51	0.52	0.52	0.52	0.51	0.51	0.52	0.52	0.51	0.51	0.51	0.52	0.51	0.51	0.51	0.52	0.51	0.51	0.51	0.52
	20	0.56	0.56	0.57	0.57	0.56	0.56	0.56	0.57	0.56	0.56	0.56	0.57	0.56	0.56	0.56	0.57	0.56	0.56	0.56	0.56
	25	0.63	0.63	0.63	0.63	0.62	0.63	0.63	0.63	0.62	0.62	0.63	0.63	0.62	0.62	0.63	0.63	0.62	0.62	0.62	0.63
	30	0.69	0.69	0.69	0.70	0.68	0.69	0.69	0.70	0.68	0.69	0.69	0.69	0.68	0.68	0.69	0.69	0.68	0.68	0.69	0.69
	40	0.81	0.87	0.82	0.82	0.81	0.81	0.82	0.82	0.80	0.81	0.81	0.82	0.80	0.81	0.81	0.82	0.79	0.80	0.81	0.82
5	12	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.42	0.43	0.43	0.43	0.42	0.43	0.43	0.43
	16	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.47	0.46	0.47	0.47	0.47	0.46	0.47	0.47	0.47
	20	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.50	0.51	0.51	0.51
	25	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.56	0.55	0.56	0.56	0.56	0.55	0.56	0.56	0.56
	30	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61	0.60	0.61	0.61	0.61	0.60	0.61	0.61	0.61	0.60	0.61	0.61	0.61
	40	0.71	0.71	0.72	0.72	0.71	0.71	0.71	0.72	0.71	0.71	0.71	0.72	0.70	0.71	0.71	0.71	0.70	0.71	0.77	0.71
10	12	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
	16	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.27	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37	0.37
	20	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39
	25	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41	0.41
	30	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.43	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44
	40	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.48	0.48	0.49	0.49	0.48	0.48	0.49	0.49	0.48	0.48	0.48	0.49

Tabela 2

Valorile lui *D* pentru elemente întinse centric, armate cu OL 38, dacă deschiderea fisurilor este $\overline{\alpha}_f = 0{,}3$ mm

$\overline{\alpha}_f = 0.3$mm
OL 38

p%	d mm	B 150				B 200				B 250				B 300				B 400			
		V=0	0.4	0.7	1.0	V=0	0.4	0.7	1.0	V=0	0.4	0.7	1.0	V=0	0.4	0.7	1.0	V=0	0.4	0.7	1.0
0.5	12	2.58	3.31	4.33	5.28	1.96	2.69	3.52	5.10	1.72	2.26	2.96	4.29	1.55	2.05	2.68	3.88	1.31	1.72	2.25	3.26
	16	2.04	2.61	3.42	4.96	1.55	2.13	3.22	4.04	1.36	1.79	2.34	3.39	1.23	1.62	2.12	3.08	1.03	1.36	1.78	2.58
	20	1.68	2.16	2.82	4.10	1.28	1.76	2.30	3.33	1.12	1.48	1.93	2.80	1.01	1.34	1.75	2.54	0.85	1.12	1.47	2.13
	25	1.38	1.77	2.32	3.37	1.05	1.44	1.89	2.74	0.92	1.21	1.59	2.30	0.83	1.10	1.44	2.09	0.70	0.92	1.21	1.75
	30	1.17	1.51	1.97	2.86	0.89	1.22	1.60	2.32	0.78	1.03	1.35	1.96	0.71	0.93	1.22	1.77	0.60	0.78	1.03	1.49
	40	0.90	1.16	1.51	2.20	0.69	0.94	1.23	1.78	0.60	0.79	1.03	1.50	0.54	0.72	0.94	1.36	0.46	0.60	0.79	1.14
1	12	8.43	11.10	14.53	21.10	6.85	9.02	11.82	17.15	5.76	7.60	9.93	14.40	5.21	6.88	9.01	13.08	4.38	5.77	7.56	10.96
	16	6.90	9.08	11.90	17.30	5.61	7.38	9.69	14.03	4.72	6.22	8.15	11.80	4.27	5.63	7.38	10.70	3.59	4.73	6.20	8.98
	20	5.85	7.70	10.90	14.65	4.75	6.26	8.21	11.90	4.00	5.27	6.90	10.00	3.62	4.77	6.26	9.06	3.04	4.00	5.25	7.62
	25	4.90	6.45	8.45	12.25	3.98	5.25	6.86	9.95	3.35	4.41	5.78	8.38	3.03	4.00	5.24	7.60	2.54	3.35	4.40	6.38
	30	4.22	5.55	7.26	10.51	3.43	4.52	5.91	8.58	2.89	3.80	4.98	7.22	2.61	3.44	4.51	6.54	2.20	2.89	3.79	5.49
	40	3.30	4.35	5.68	8.25	2.68	3.53	4.63	6.71	2.26	2.97	3.89	5.62	2.04	2.69	3.53	5.11	1.72	2.26	2.96	4.29
2	12	25.85	34.00	44.60	64.80	21.05	27.70	36.25	52.60	17.70	23.35	30.45	44.20	16.00	21.10	27.60	40.00	13.43	17.70	23.20	33.60
	16	22.20	29.20	38.20	55.50	18.00	23.80	31.10	45.10	15.20	20.00	26.10	37.90	13.73	18.10	23.70	34.40	11.51	15.20	19.90	28.80
	20	19.43	25.55	33.40	48.60	16.80	20.80	27.20	39.50	13.30	17.50	22.85	33.20	12.00	15.85	20.75	30.05	10.08	13.30	17.40	25.20
	25	16.80	22.10	28.95	42.10	13.65	18.00	23.55	34.20	11.50	15.13	19.80	28.70	10.40	13.70	17.93	26.00	8.70	11.50	15.09	21.80
	30	14.78	19.40	25.40	36.90	12.00	15.80	20.70	30.00	10.10	13.30	17.40	25.20	9.15	12.04	15.75	22.85	7.65	10.10	13.25	19.20
	40	11.92	15.68	20.55	29.80	9.70	12.78	16.70	24.20	8.15	10.75	14.05	20.40	7.38	9.73	12.72	18.45	6.18	8.15	10.70	15.50
3	12	47.50	62.50	81.70	119.00	38.50	50.80	66.50	96.40	32.45	42.60	56.10	81.10	29.40	38.65	50.60	73.50	24.70	32.40	42.50	61.70
	16	42.00	55.30	72.20	105.00	34.05	44.90	58.90	85.20	28.70	37.70	49.50	71.80	26.00	34.20	44.80	65.00	21.80	28.70	37.60	54.50
	20	37.50	49.40	64.50	93.70	30.40	40.10	52.50	76.10	25.60	33.70	44.10	64.10	23.00	30.55	40.00	58.00	19.48	25.60	33.60	48.70
	25	33.20	43.60	57.10	83.00	26.90	35.45	46.50	67.40	22.70	29.80	39.10	56.70	20.55	27.00	35.40	51.40	17.23	22.70	29.70	43.10
	30	29.75	39.15	51.10	74.40	24.15	31.80	41.60	60.40	20.30	26.70	35.05	50.90	18.40	24.20	31.70	46.00	15.45	20.35	26.65	38.10
	40	24.60	32.40	42.40	61.50	19.95	26.30	34.45	49.90	16.80	22.10	29.00	42.00	15.20	20.00	26.20	38.05	12.78	16.80	22.05	31.95
4	12	71.90	94.40	123.60	179.00	58.40	76.70	100.70	146.00	49.20	64.60	84.70	123.00	44.50	58.50	76.70	111.00	37.35	49.20	64.50	93.50
	16	64.60	84.80	111.10	161.00	52.50	69.00	90.50	131.30	44.25	58.10	76.10	110.50	40.00	52.60	69.00	100.00	33.60	44.20	58.00	84.00
	20	58.90	77.50	101.20	147.00	47.80	63.00	82.50	119.80	40.40	53.00	69.50	100.10	36.45	48.00	63.00	91.00	30.60	40.40	52.90	76.50
	25	52.80	69.50	91.00	132.00	42.90	56.50	74.00	107.50	36.15	47.50	62.30	90.30	32.65	43.00	56.50	81.70	27.45	36.20	47.40	68.60
	30	48.00	63.00	82.60	119.50	38.90	51.30	67.10	97.50	32.80	43.20	56.50	82.00	29.65	39.05	51.30	74.10	24.95	32.80	43.00	62.40
	40	40.50	53.20	69.80	101.00	32.90	43.30	56.80	82.50	27.80	36.40	47.80	69.80	25.05	33.00	43.30	62.60	21.05	27.80	36.35	52.60
5	12	98.50	129.20	169.20	246.00	80.00	105.00	137.70	119.00	67.30	88.50	116.00	168.00	61.00	80.00	105.00	152.30	51.10	67.30	88.10	127.80
	16	90.00	118.00	154.80	224.50	73.10	96.00	125.80	182.00	61.50	81.00	106.00	163.80	55.70	73.20	96.00	139.00	46.60	61.50	80.50	116.80
	20	82.50	108.30	142.00	206.00	67.00	88.00	115.50	167.00	56.40	74.10	97.20	141.00	51.00	67.00	88.00	127.80	42.80	56.40	73.90	107.00
	25	75.00	98.50	129.00	187.30	61.00	80.10	105.00	152.00	51.30	67.50	88.50	128.20	46.50	61.00	80.00	116.00	39.00	51.30	67.20	97.50
	30	68.90	90.50	118.50	172.00	56.00	73.50	96.50	139.50	47.00	62.00	81.20	118.00	42.60	56.00	73.50	106.50	35.70	47.00	61.60	89.50
	40	58.90	77.30	101.30	147.00	47.80	63.00	82.50	119.50	40.30	53.00	69.40	100.80	36.45	47.90	62.80	91.10	30.60	40.30	52.80	76.50
10	12	230.50	315.00	395.50	574.00	187.60	246.00	322.50	467.00	157.50	207.00	271.50	394.00	142.50	187.50	245.50	356.00	119.70	157.50	207.00	299.00
	16	218.00	286.50	374.00	544.00	176.70	233.00	305.50	441.00	148.70	196.00	256.00	372.00	134.80	177.30	232.00	337.00	113.00	148.70	195.00	282.50
	20	207.00	272.00	355.00	515.00	168.00	221.50	290.00	420.00	141.50	186.00	244.00	354.00	128.00	168.50	220.50	320.00	107.60	141.50	185.50	268.50
	25	193.00	256.00	334.00	485.00	158.00	208.00	273.00	395.00	136.00	175.00	229.50	333.00	120.30	158.50	208.00	301.50	101.20	133.00	174.50	253.00
	30	184.30	242.00	316.00	459.00	149.50	197.00	258.00	373.50	126.00	166.00	217.00	315.00	114.00	152.00	196.50	284.50	95.70	126.00	165.30	239.00
	40	165.50	218.00	284.00	412.50	134.40	177.00	232.00	335.50	113.30	149.00	195.00	283.00	102.50	134.80	176.50	256.00	86.00	113.30	148.50	215.00

Conditia de exploatare normală (1) rezultă, folosind relaţia (17), sub forma

$$\alpha_f = \psi \cdot \lambda_f \cdot \frac{R_a}{\overline{n}\, E_a} \leqslant \overline{\alpha}_f \tag{19}$$

sau la limită

$$\psi \cdot \lambda_f \cdot \frac{R_a}{n_{fis} \cdot E_a} = \overline{\alpha}_f, \tag{19 a}$$

Folosind în (19 a) relaţiile (16) şi (18) se obţine o ecuaţie algebrică liniară în n_{fis}, care rezolvată conduce la relaţia

$$n_{fis} = \frac{32{,}5\left(0{,}3 + \frac{k \cdot d}{p}\right)(1-\mu)\frac{R_a}{E_a}}{\overline{\alpha}_f + 0{,}325\left(0{,}3 + \frac{k \cdot d}{p}\right)\frac{\overline{\beta}\, R_t^n}{p R_a}(1-\mu)^2}. \tag{20}$$

Pentru cazul în care armătura folosită este din oţel OL38 ($k = 0{,}5$; $R_a = 2\,100$ kgf/cm²; $E_a = 2{,}1 \times 10^6$ kgf/cm²) şi pentru $\overline{\alpha}_f = 0{,}3$ mm, relaţia precedentă devine

$$n_{fis} = \frac{16{,}25\left(0{,}6 + \frac{d}{p}\right)(1-\mu)}{30 + 0{,}774\left(0{,}6 + \frac{d}{p}\right)(1-\mu)^2\, \overline{\beta}\, \frac{R_t^n}{p}}. \tag{21}$$

În tabela 1 sînt date valorile lui n_{fis} în funcţie de d, p şi v pentru mărcile de betoane folosite curent în practică, admiţînd deschiderea fisurii $\overline{\alpha}_f = 0{,}3$ mm. Pentru condiţii de exploatare mai severe sînt date în tabela 2 valorile funcţiei D, cu care se pot calcula noile valori n_{fis} folosind relaţia (14) sau (14 a).

Pentru a putea trage concluzii asupra domeniului valorilor lui p, d şi v, în care, pentru anumite mărci de beton şi armătură şi pentru $\overline{\alpha}_f = 0{,}3$ mm, este necesară verificarea elementului întins centric la starea limită de deschidere a fisurilor, în figura 4 sînt trasate curbele $n_{fis} = 1{,}0$ şi $n_{fis} = 1{,}5$, folosind rezultatele din tabela 1.

În figura 4 s-a notat cu A domeniul în care $n_{fis} < 1{,}0$, cu B domeniul în care $1{,}0 < n_{fis} < 1{,}5$, iar cu C domeniul în care $n_{fis} > 1{,}5$. Avînd în vedere că $n = 1{,}1 \ldots 1{,}4$, s-a presupus că $\overline{n}$ are un interval de variaţie sporit ($n = 1{,}0 \ldots 1{,}5$). Cu aceste valori rezultă că:

— în domeniul A $\overline{n} \geqslant n_{fis}$ şi deci nu este necesară verificarea la starea limită de deschidere a fisurii;

— în domeniul C $\overline{n} \leqslant n_{fis}$ şi deci dimensionarea secţiunii este dictată de starea limită de deschidere a fisurii;

— în domeniul B $\overline{n} \gtreqless n_{fis}$ şi deci, după dimensionarea la starea limită de rezistenţă, este necesară şi verificarea la starea limita de deschidere a fisurii.

Pe baza curbelor din figura 4 se pot trage concluzii referitoare la influenţa diverşilor parametri asupra domeniului în care se impune verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor. Astfel se constată că, dacă $\overline{\alpha}_f = 0{,}3$ mm:

— pentru $p \geqslant 3\,\%$ nu este necesară niciodată verificarea la starea limită de deschidere a fisurii;

— diametrul armăturii d influenţează în aceeaşi măsură cu procentul de armare p comportarea elementului întins la starea limită de deschidere a fisurilor (în sistemul de coordonate p, d curbele n_{fis} se pot aproxima ca drepte; în acest fel graficele se pot simplifica introducîndu-se ca variabilă raportul d/p);

— variaţia mărcii betonului influenţează neglijabil domeniul A, dar are o influenţă importantă asupra domeniului B, mai ales în cazul $v = 0$;

— domeniul A nu este influenţat într-o măsură importantă nici de variaţia parametrului v, nici de marca betonului.

C. VERIFICAREA LA STAREA LIMITĂ DE DESCHIDERE A FISURILOR A ELEMENTELOR ÎNCOVOIATE DE BETON ARMAT

Diferenţele care apar în acest caz, faţă de cazul elementelor de beton armat întinse centric, se datoresc în principal modului diferit în care se calculează mărimile A_{ft} şi σ_{a2}.

În cele ce urmează se va studia cazul secţiunilor simplu armate, avînd zona comprimată de formă dreptunghiulară. În alte cazuri se pot stabili relaţii analoge folosind în locul relaţiei de bază (10) relaţii similare ([3] pct. 5.2.5).

Dacă în relaţia cunoscută pentru σ_{a2} (fig. 3 d) se foloseşte condiţia de echilibru la limită (fig. 3 e)

$$M_{cap} = B\, b\, h_0^2, \tag{22}$$

unde

$$B = \mu \cdot R_a \cdot \left(1 - 0{,}5\, \mu \frac{R_a}{R_i}\right)$$

se obţine

$$\sigma_{a2} = \frac{M^n}{\zeta_2 h_0 A_a} = \frac{M^n}{\zeta_2\, \mu\, b\, h_0^2} = \frac{M^n}{\zeta_2\, \mu \cdot \frac{M_{cap}}{B}}. \tag{23}$$

Folosind în relaţia precedentă coeficientul $\overline{n}$, definit conform relaţiei (12), rezultă

$$\sigma_{a2} = \frac{B}{\zeta_2 \mu} \cdot \frac{1}{\overline{n}} = \frac{R_a}{\overline{n}} \cdot K_1, \tag{24}$$

unde s-a notat

$$K_1 = \frac{1}{\zeta_2} \cdot \left(1 - 0{,}5\, \mu \frac{R_a}{R_i}\right). \tag{25}$$

Deoarece (fig. 3 d)

$$\zeta = 1 - \frac{1}{3}\, \xi_2, \tag{26}$$

unde ξ_2 este definit de relaţia (10), rezultă din (24) şi (25) că efortul unitar din armătura întinsă σ_{a2} poate fi exprimat în funcţie de parametrii de bază cunoscuţi p, v, $\overline{\varphi}$ şi caracteristicile materialelor (beton şi armătură) şi în funcţie de parametrul $\overline{n}$.

Folosind (9) în (2) şi (9) şi (24) în (5) şi avînd în vedere că la încovoiere $\alpha = 1{,}0$ se obţine

$$\lambda_f = 6.25\, \frac{R_t^n + 2\,p}{R_t^n + p}\left(0{,}6 + 2\,k \cdot \frac{d}{p}\right) \tag{27}$$

şi respectiv

$$\psi = 1 - \overline{\beta} \cdot \overline{n} \cdot K_2, \tag{28}$$

unde s-a notat

$$K_2 = \frac{1}{2\,\mu} \cdot \frac{R_t^n + 2\,p}{R_t^n + p} \cdot \frac{R_t^n}{K_1}. \tag{29}$$

Introducînd relaţiile (24), (27) şi (28) în (3) şi punînd la limită condiţia (1) se obţine ecuaţia în n_{fis}.

$$\overline{\alpha}_f = (1 - \overline{\beta} \cdot n_{fis} \cdot K_2)\, \frac{K_3}{n_{fis}}\left(0{,}6 + 2\,k\, \frac{d}{p}\right), \tag{30}$$

unde s-a notat:

$$K_3 = 6.25 \frac{K_1}{E_a}\, \frac{R_t^n + 2p}{R_t^n + p}. \tag{31}$$

Rezolvînd ecuaţia (30) se obţine n_{fis} sub forma

$$n_{fis} = \frac{N_1}{\overline{\alpha}_f + N_2} = \frac{K_3\left(0{,}6 + 2\,k\, \frac{d}{p}\right)}{\overline{\alpha}_f + \overline{\beta}\, K_2 K_3\left(0{,}6 + 2\,k\, \frac{d}{p}\right)}. \tag{32}$$

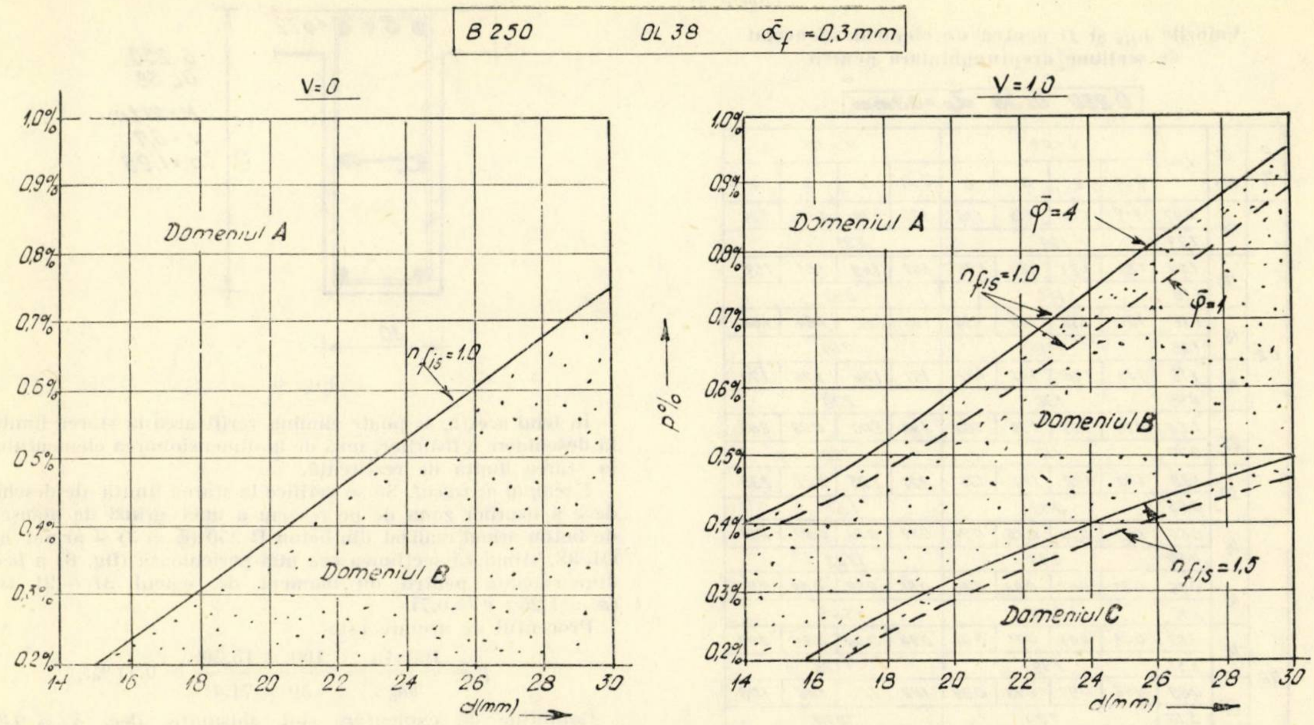


Fig. 5. Curbele n_{fis} $(p, d) = 1{,}0$ și n_{fis} $(p, d) = 1{,}5$ pentru un element încovoiat din beton B 250 și armat cu OL 38, atunci cînd deschiderea admisibilă a fisurii este $\overline{\alpha}_f = 0{,}3$ mm

În domeniul A ($n_{fis} < 1{,}0$) nu este necesară verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor
În domeniul B ($1{,}0 < n_{fis} < 1{,}5$) este necesară verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor
În domeniul C ($n_{fis} > 1{,}5$) elementul de beton armat rezultă dimensionat de starea limită de deschidere a fisurilor

Pe baza acestei relații, în tabela 3 sînt date valorile lui n_{fis} pentru un beton B 250 și armătură OL 38, în funcție de parametrii d, p, v și $\overline{\varphi}$, presupunînd deschiderea admisibilă a fisurii $\overline{\alpha}_f = 0{,}3$ mm. Pentru alte valori $\overline{\alpha}_f < 0{,}3$ mm, n_{fis} se poate calcula cu relația (14), unde funcția D este de asemenea întabulată în tabela 3.

În figura 5 sînt trasate, similar figurii 4, curbele $n_{fis} = 1{,}0$ și $n_{fis} = 1{,}5$, menite a indica variația domeniilor A, B, C în funcție de parametrii d, p, v și $\overline{\varphi}$ pentru un element încovoiat de beton armat, atunci cînd materialele au mărcile B 250 și OL 38, iar deschiderea admisibilă a fisurii este $\overline{\alpha} = 0{,}3$ mm. În aceste condiții rezultă că:

— pentru procente de armare $p \geqslant 1\,\%$ nu este niciodată necesară la starea limită de deschidere a fisurilor;

— curgerea lentă (parametrul $\overline{\varphi}$) nu are o influență importantă asupra comportării elementului la fisurare;

— domeniul C crește o dată cu creșterea parametrului v. Cu toate acestea, chiar pentru valoarea maximă $v = 1{,}0$, cazurile în care dimensionarea elementului rezultă dictată de starea limită de deschidere a fisurilor nu sînt dintre cele întîlnite curent în practică.

D. CONCLUZII

1. În lucrarea de față, folosind relațiile de bază stabilite în metoda de calcul la stări limită pentru verificarea elementelor de beton armat la starea limită de deschidere a fisurilor și coeficientul $\overline{n} = \dfrac{\text{solicitarea capabilă,}}{\text{solicitarea normată}}$ s-au găsit relații de tipul (21) și (32), care permit întabularea și deci simplifică lucrările de proiectare.

În relațiile de mai sus se pot alege ca parametri de intrare, fie parametrii: $p, d, v, \overline{\varphi}, n$, caracteristicile betonului, caracteristicile armăturii rezultînd α_f, fie parametrii: $p, d, v, \overline{\varphi}, \overline{\alpha}_f$, caracteristicile betonului și armăturii rezultînd n_{fis}. În cele două cazuri verificarea elementului de beton armat s-ar face cu ajutorul relațiilor de condiție (1) sau respectiv (13).

În lucrarea de față s-a adoptat ca parametru de calcul parametrul n_{fis} din următoarele considerente:

— se pune mai bine în evidență faptul că, în metoda stărilor limită, trecerea de la comportarea în exploatare la comportarea la rupere a unui element se ia în considerație pe seama probabilității creșterii încărcărilor de la valorile lor normate la valorile de calcul. În felul acesta se poate vedea imediat care stare limită (cea de rezistență sau cea de deschidere a fisurilor) dictează dimensionarea elementului de beton armat;

— tabelele rezultă mai simple, pentru că $\overline{\alpha}_f$ în general are valori fixe, pe cînd $n = 1{,}0 \ldots 1{,}4$;

— se pot construi grafice care permit a se trage concluzii asupra domeniului în care nu este necesară verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor.

2. Deoarece se folosesc relațiile de bază din metoda stărilor limită, este de așteptat ca tabelele întocmite să nu permită a se trage decît concluzii cantitative asupra verificării elementelor de beton armat la starea limită de fisurare.

3. Parametrul n_{fis} este de natura unui coeficient de supraîncărcare și are semnificația coeficientului de supraîncărcare fictiv, care ar face ca elementul dimensionat la solicitarea capabilă să fisureze în exploatare la limita maximă admisibilă.

În felul acesta și în metoda de calcul la stări limită ar apărea pentru condiția de fisurare un singur coeficient, ca și în metodele de calcul precedent, însă el este de natură să scoată mai bine în evidență comportarea reală a elementului armat în exploatare și la limita capacității sale portante.

4. Elementul de beton armat se poate considera rațional dimensionat atunci cînd parametrii inițiali (beton, armătură, v, $\overline{\varphi}$) și cei rezultați după dimensionare (μ, d) sînt suficienți pentru a-i asigura o comportare normală în exploatare. În acest caz, valorile lor corespund unui punct situat în graficele din figurile 4 și 5, deasupra unei curbe $n_{fis} = \overline{n}$. Se poate lua acoperitor pentru $\overline{n}$ valoarea minimă 1,1 sau 1,0 și atunci domeniul dimensionării raționale coincide cu domeniul A din figurile 4 și 5.

Dintre parametrii citați există unul, d, care, la starea limită de rezistență, este ales arbitrar într-un interval $d_{min} \leqslant d \leqslant d_{max}$ dictat de considerente de alcătuire constructivă. El poate fi ales din condiția ca punctul care corespunde valorilor parametrilor: beton, armătură, v, φ, p și d să fie în domeniul A.

Tabela 3*

Valorile n_{fis} şi D pentru un element încovoiat de secţiune dreptunghiulară pentru

B 250 OL38 $\bar{\alpha}_f$ = 0.3 mm

p %	d mm	V=0	V = 0.5				V = 1.0			
			$\bar{\varphi}$=1	2	3	4	$\bar{\varphi}$=1	2	3	4
0.2	14	0.97	1.13	1.14	1.15	1.16	1.34	1.38	1.38	1.39
		1.33	1.90				3.31			
	16	1.04	1.22	1.23	1.24	1.25	1.47	1.49	1.51	1.53
		1.18	1.68				2.93			
	18	1.11	1.31	1.32	1.33	1.34	1.60	1.62	1.64	1.66
		1.05	1.51				2.64			
	20	1.16	1.38	1.40	1.42	1.42	1.71	1.74	1.75	1.78
		0.95	1.36				2.38			
	25	1.28	1.56	1.57	1.59	1.60	1.98	2.00	2.03	2.06
		0.77	1.10				1.92			
	30	1.38	1.70	1.72	1.73	1.75	2.21	2.25	2.27	2.30
		0.65	0.93				1.61			
0.6	14	0.60	0.73	0.74	0.75	0.76	0.77	0.79	0.80	0.81
		0.90	9.85				17.23			
	16	0.76	0.81	0.82	0.83	0.84	0.86	0.87	0.89	0.90
		0.16	8.82				15.45			
	18	0.83	0.88	0.89	0.91	0.91	0.94	0.90	0.98	0.99
		5.57	7.99				13.78			
	20	0.89	0.96	0.97	0.93	0.99	1.02	1.04	1.06	1.08
		5.10	7.29				12.70			
	25	1.05	1.15	1.15	1.16	1.17	1.22	1.25	1.27	1.29
		4.18	5.99				10.48			
	30	1.19	1.30	1.32	1.34	1.35	1.42	1.45	1.49	1.50
		3.55	5.09				8.90			
1.0	14	0.46	0.48	0.49	0.50	0.50	0.50	0.51	0.52	0.53
		21.20	30.20				52.90			
	16	0.51	0.53	0.54	0.55	0.55	0.55	0.56	0.57	0.58
		19.20	27.50				48.00			
	18	0.55	0.57	0.58	0.59	0.60	0.59	0.61	0.62	0.64
		17.65	25.20				44.10			
	20	0.60	0.62	0.63	0.64	0.65	0.64	0.66	0.68	0.69
		16.30	23.25				40.65			
	25	0.70	0.73	0.75	0.76	0.77	0.76	0.78	0.80	0.81
		13.62	19.50				34.15			
	30	0.81	0.85	0.86	0.88	0.89	0.88	0.91	0.93	0.94
		11.76	16.80				29.40			
1.5	14	0.37	0.39	0.39	0.40	0.41	0.39	0.41	0.42	0.43
		37.70	54.20				94.90			
	18	0.41	0.42	0.42	0.43	0.44	0.43	0.44	0.45	0.46
		34.75	49.90				87.50			
	18	0.44	0.45	0.46	0.47	0.47	0.46	0.48	0.49	0.50
		32.15	46.20				80.90			
	20	0.47	0.49	0.49	0.50	0.51	0.49	0.51	0.52	0.53
		30.80	42.90				75.30			
	25	0.55	0.57	0.57	0.59	0.59	0.58	0.60	0.61	0.62
		25.50	36.60				64.20			
	30	0.62	0.65	0.65	0.67	0.68	0.66	0.69	0.70	0.71
		22.25	31.95				56.00			
3.0	14	0.26	0.27	0.28	0.28	0.28	0.20	0.29	0.29	0.30
		81.60	117.00				205.00			
	16	0.28	0.29	0.29	0.30	0.30	0.30	0.30	0.31	0.31
		76.80	110.00				192.50			
	18	0.30	0.30	0.31	0.32	0.32	0.31	0.32	0.33	0.33
		72.50	104.00				181.80			
	20	0.31	0.32	0.33	0.33	0.34	0.33	0.33	0.35	0.35
		68.90	98.50				172.30			
	25	0.35	0.36	0.37	0.38	0.38	0.37	0.38	0.39	0.40
		60.70	87.00				152.00			
	30	0.39	0.40	0.42	0.42	0.43	0.42	0.43	0.44	0.44
		54.50	78.00				136.00			

*) În tabel n_{fis} sînt valorile superioare, iar D valorile inferioare

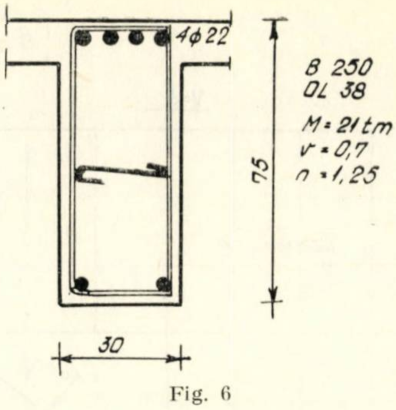


Fig. 6

În felul acesta, se poate elimina verificarea la starea limită la deschidere a fisurilor, încă de la dimensionarea elementului la starea limită de rezistenţă.

Exemplu de calcul. Să se verifice la starea limită de deschidere a fisurilor zona de pe reazem a unei grinzi de planşeu de beton armat realizat din beton B 250 ($\bar{\varphi} = 3$) şi armat cu OL 38, ştiind că secţiunea cea mai periculoasă (fig. 6) a fost dimensionată pentru un moment de calcul $M = 21$ tm ($n = 1,25$; $v = 0,7$).

Procentul de armare este

$$p = \frac{100\,A_a}{bh_0} = \frac{100 \times 15,20}{30 \times 71,4} = 0,71\,\%.$$

Condiţiile de exploatare sînt obişnuite, deci $\bar{\alpha}_f = 0,3$. Cu $p = 0,71\,\%$ pentru B 250 şi OL 38 se găseşte din tabela VI.3 ([2] pag. 68) $B = 13,98$, deci

$$M_{cap} = Bbh_0^2 = 13,98 \times 30 \times 71,4^2 = 21,4 \text{ tm},$$

iar

$$\bar{n} = \frac{M_{cap}}{M} \cdot n = \frac{21,4}{21} \times 1,25 = 1,275.$$

Se poate lucra direct cu $\bar{n} \simeq n = 1,25$.

Verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor

a) Dacă se intră în tabela 3 cu datele: $p = 0,71\,\%$; $d = 22$ mm; $\bar{\varphi} = 3$; $v = 0,7$, se obţine

$$n_{fis} = 0,935$$
$$D = 16,58.$$

Se observă că $n = 1,275 > n_{fis} = 0,935$ şi deci fisurarea elementului în exploatare are loc în limite admisibile.

Se poate determina chiar cît este deschiderea de calcul a fisurilor în exploatare.

Din relaţia (15) se obţine

$$\alpha_f = \frac{\bar{\alpha}_f}{D}\left[(D+1)\frac{n_{fis}}{\bar{n}} - 1\right] = \frac{0,3}{16,58}\left(17,58 \times \frac{0,935}{1,275} - 1\right) = 0,216 \text{ mm}.$$

Dacă se foloseşte relaţia (15 a) — care presupune $D \gg 1$ — se obţine

$$\alpha_f = \bar{\alpha}_f \cdot \frac{n_{fis}}{\bar{n}} = 0,3 \cdot \frac{0,935}{1,275} = 0,22 \text{ mm} \simeq 0,216 \text{ mm}.$$

b) Din figura 5 se observă că punctul corespunzător lui $d = 22$ mm, $p = 0,71\,\%$, $\bar{\varphi} = 3$ este în domeniul A atît pentru $v = 0$, cît şi pentru $v = 1$, şi deci şi pentru $v = 0,7$.

Rezultă că verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor nu mai este necesară.

Din figura 5 se poate observa că $n_{fis} = 1,275$ (pentru $v = 1,0$ şi $p = 0,71\,\%$) se obţine pentru un $d \simeq 30$ mm. Rezultă că pentru orice $d \leqslant 30$ mm nu este necesară în această situaţie verificarea la starea limită de deschidere a fisurilor.

Bibliografie

[1] Nicolau V.: *Betonul armat*. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1962.
[2] Nicula I., Cosma D., şi alţii: *Îndrumător pentru calculul elementelor de beton, beton armat şi beton precomprimat prin metoda stărilor limită*. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1963.
[3] * * *: *Normativ condiţionat pentru calculul construcţiilor la stările limită*, Vol. I. Ed. Tehnică, Bucureşti, 1963.

Aspecte ale conlucrării între construcţie şi teren la fundaţiile pe piloţi*)

Prof. ing. E. Botea
Laureat al Premiului de Stat
ing. I. Manoliu

Studiul conlucrării dintre construcţie, fundaţie şi teren constituie o problemă de mare actualitate a mecanicii pămînturilor. În prezenta lucrare ne vom opri asupra cîtorva aspecte pe care le îmbracă această problemă în cazul radierelor înalte pe piloţi.

Metodele uzuale de calcul al radierelor înalte pe piloţi pot fi grupate în două categorii.

Din prima categorie fac parte metodele care neglijează total interacţiunea între piloţi şi terenul de fundaţie. Piloţii sînt consideraţi (fig. 1) drept bare articulate atît în radier, cît şi în vîrf şi lucrînd elastic; în piloţi apar numai eforturi axiale, iar placa (radierul) se consideră de rigiditate infinită. Expresiile deplasărilor pe verticală, v_i şi pe orizontală u_i ale capului pilotului i se scriu în funcţie de deplasările u şi v şi de rotirea φ ale radierului:

$$v_i = u \sin\alpha_i + v_i' \cos\alpha_i = u \sin\alpha_i + (v - x_i\varphi)\cos\alpha_i = \cos\alpha_i^{i}\,(v + u \operatorname{tg}\alpha_i - x_i\varphi)$$

$$u_i = u\cos\alpha_i - v_i'\sin\alpha_i = u\cos\alpha_i - (v - x_i\varphi)\sin\alpha_i = \cos\alpha\,(u - v\operatorname{tg}\alpha_i + x_i\operatorname{tg}\alpha_i\,\varphi) \qquad (1)$$

Efortul axial N_i, proporţional cu deplasările, se scrie:

$$N_i = \frac{EA}{1}[\cos\alpha_i\,(v + u\operatorname{tg}\alpha_i - x_i\varphi)] \qquad (2)$$

Ecuaţiile de echilibru:

$$\begin{aligned}\Sigma N_i \cos\alpha_i &= V\\ \Sigma N_i \sin\alpha_i &= H \qquad (3)\\ \Sigma N_i \cos\alpha_i\, x_i &= M\end{aligned}$$

Rezolvarea sistemului de trei ecuaţii conduce la aflarea necunoscutelor u, v şi φ, după care cu relaţia (2) se determină eforturile axiale în piloţi.

Din cea de a doua categorie fac parte metodele care iau în considerare conlucrarea între piloţi şi teren, admiţînd piloţii articulaţi sau încastraţi în teren, la o adîncime care se fixează fie pe cale empirică, pe baza diferitelor prescripţii, fie prin încercări de probă. Dacă piloţii se consideră încastraţi atît în radier, cît şi în teren, la o adîncime l_i, apar în plus, faţă de cazul anterior, următoarele eforturi (fig. 2):

$$\begin{aligned}Q_i &= \frac{12\,EI}{l_i^2}\,u_i + \frac{6\,EI}{l_i^2}\,\varphi\\ M_{ci} &= \frac{6\,EI}{l_i^3}\,u_i + \frac{4EI}{l_i}\,\varphi \qquad (4)\\ M_{vi} &= \frac{2EI}{l_i}\,\varphi - M_{ci}\end{aligned}$$

Ecuaţiile de echilibru se scriu:

$$\begin{aligned}\sum N_i\cos\alpha_i - \sum Q_i\sin\alpha_i &= V\\ \sum N_i\sin\sigma_i + \sum Q_i\cos\alpha_i &= H \qquad (5)\\ \sum M_{ci} - \sum N_i\cos\alpha_i\,x_i + \sum Q_i\sin\alpha_i\,x_i &= M\end{aligned}$$

Pornind de la ecuaţiile de echilibru (3) sau (5) diferiţi autori au elaborat în ultimele decenii metode practice de calcul. Cea mai cunoscută este metoda lui Nökkentwed.

Rezultă aşadar că metodele uzuale transformă calculul radierului înalt pe piloţi în calculul unui sistem de bare multiplu static nedeterminat, în care prezenţa pămîntului este, fie ignorată, fie luată în considerare parţial şi pe cale indirectă, prin introducerea lungimii de încovoiere l_i. Este evident că în acest fel nu este pusă în valoare capacitatea reală a sistemului de a prelua solicitările exterioare şi, în primul rînd, încărcările orizontale. Într-adevăr, este ştiut că piloţii prefabricaţi de beton armat, indiferent de lungimea şi secţiunea lor, au prevăzută o secţiune de armătură destul de puternică, în vederea preluării solicitărilor ce apar în timpul manipulărilor şi baterii. Cu aceeaşi secţiune ei sînt capabili să preia solicitări transversale şi în exploatare. Aşa cum s-a văzut însă, aceste posibilităţi sînt de regulă neglijate.

Considerentele de mai sus ne-au condus la ideea utilizării, în calculul fundaţiilor pe piloţi ale unor construcţii hidrotehnice portuare de la noi, a unei metode care să se apropie în mai mare măsură de realitatea fizică, reflectînd mai exact

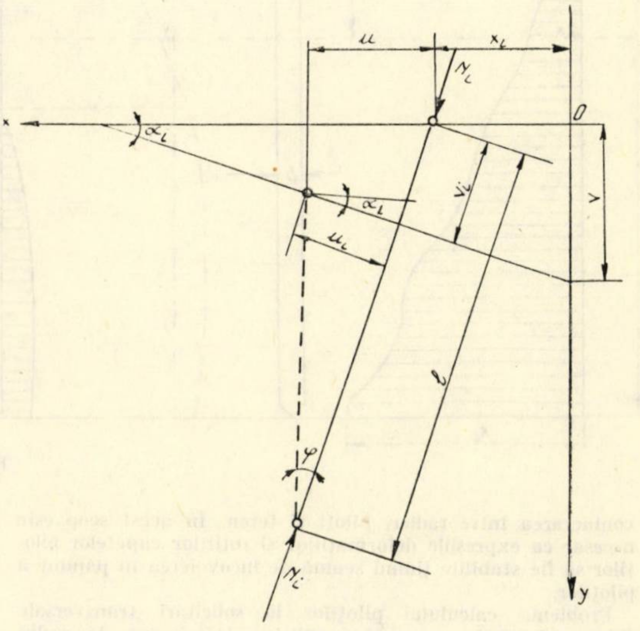
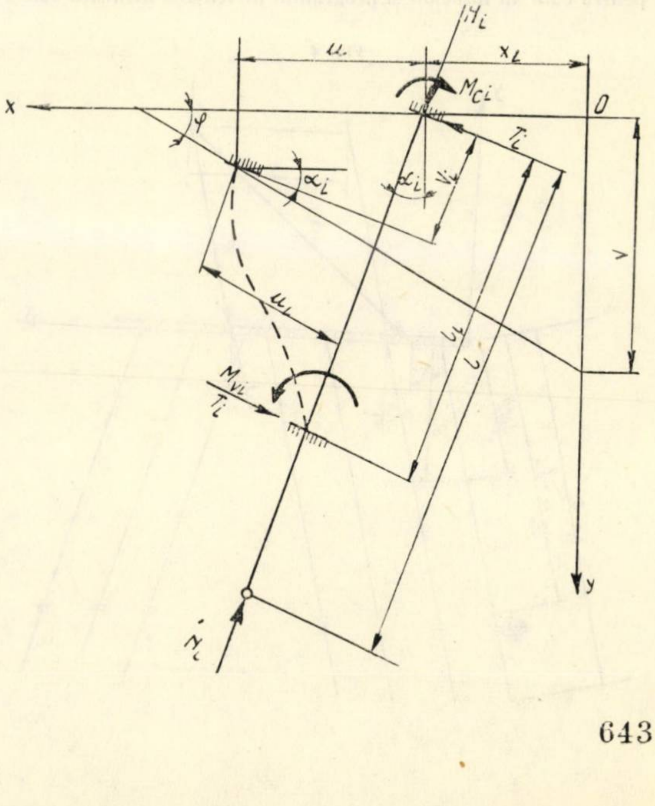


Fig. 1

Fig. 2



---

*) Comunicare prezentată la Conferinţa de Mecanică organizată de Academia Republicii Socialiste România în colaborare cu Ministerul Învăţămîntului, Bucureşti, septembrie 1965.

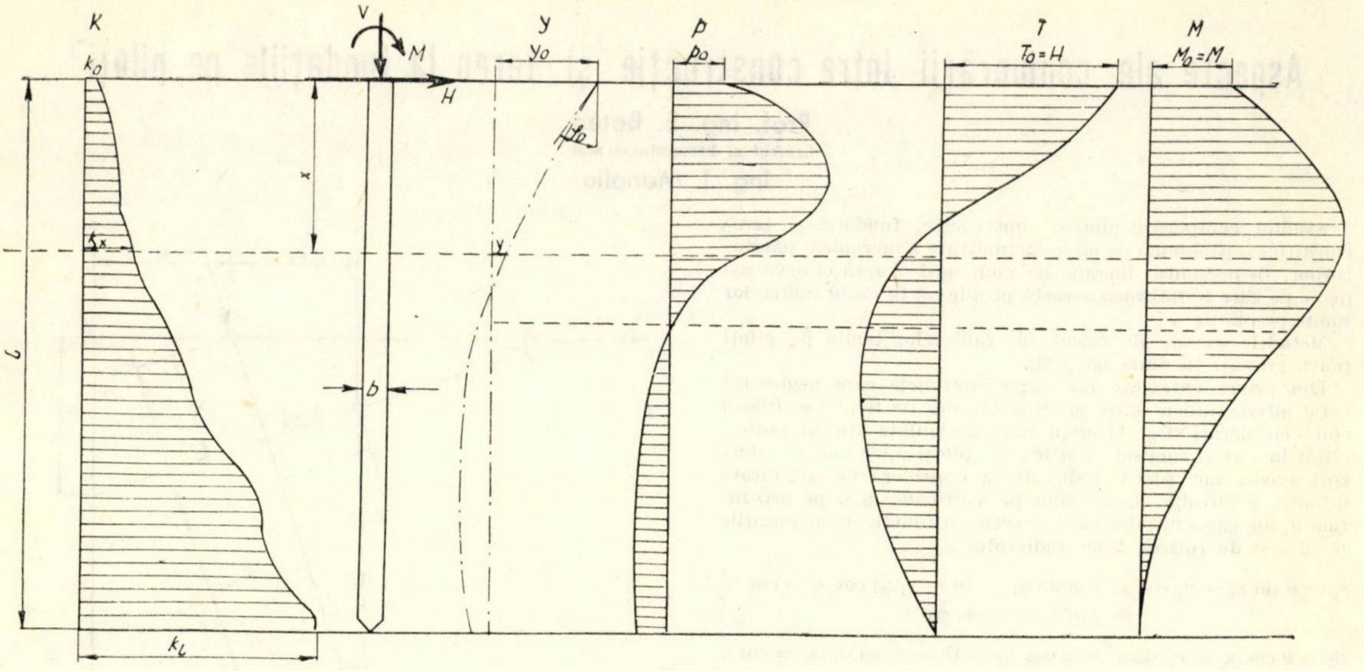
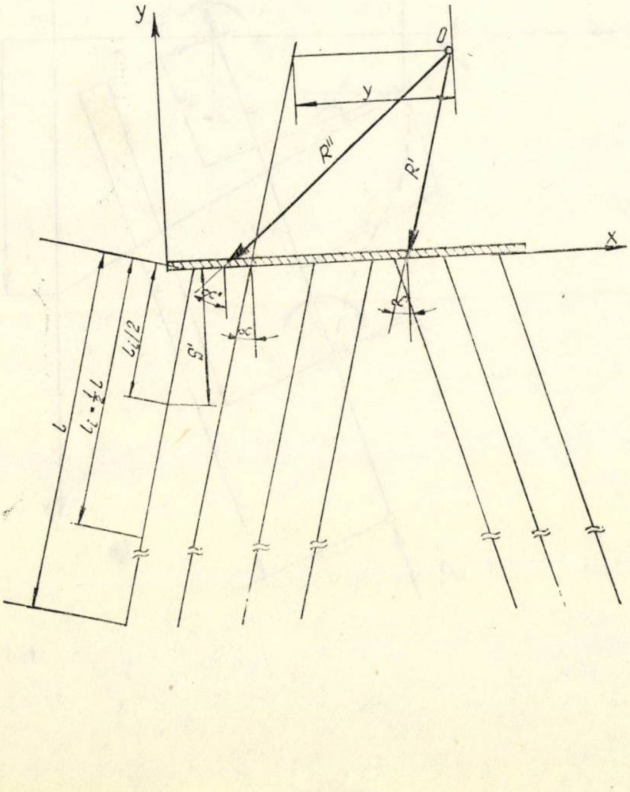


Fig. 3

conlucrarea între radier, piloţi şi teren. În acest scop este necesar ca expresiile deformaţiilor şi rotirilor capetelor piloţilor să fie stabilite ţinînd seamă de încovoierea în pămînt a piloţilor.

Problema calculului piloţilor la solicitări transversale (forţe orizontale, momente) aplicate la nivelul terenului poate fi privită ca un capitol particular al teoriei grinzilor şi plăcilor pe mediu elastic. Metoda de rezolvare folosită aproape unanim este cea a coeficientului de pat. Pentru o lege de variaţie dată a coeficientului de pat se pot stabili expresiile pentru calculul deformaţiilor, presiunilor, forţei tăietoare şi momentului încovoietor în orice punct al secţiunii pilotului (fig. 3). Dintre contribuţiile mai importante în acest domeniu trebuie amintite cele ale lui E. Titze [1], care a dat soluţiile pentru trei moduri de variaţie cu adîncimea a coeficientului de pat : constant, parabolic şi liniar, ale lui H. Matlock şi L. Reese [2], care au prezentat soluţii generale pentru o lege de variaţie a coeficientului de pat de tip exponenţial şi pentru o alta de tipul unui polinom de gradul 2, pentru care au întocmit şi programul în vederea utilizării calculatoarelor electronice. De asemenea, în normele sovietic VSN 110–64, pentru calculul fundaţiilor pe piloţi şi coloane cu diametrul de 1,0 m şi mai mult [3], sînt date soluţiile pentru cazul coeficientului de pat variabil liniar cu adîncimea. În calculele efectuate au fost utilizate soluţiile date de Titze. Ca o metodă de calcul al radierelor înalte a fost folosită metoda lui Nökkentwed. După cum este ştiut, în această metodă sistemul de forţe exterioare este redus prin raport cu un aşa-numit „centru elastic'' al radierului, care se bucură de proprietatea că orice forţă trecînd prin el produce doar o mişcare de translaţie a radierului, fără rotirea lui. Momentul exterior, acţionînd în centrul elastic O (fig. 4), provoacă rotirea φ a radierului.

Fig. 4



Mărimile care caracterizează rezistenţa pilotului la solicitările exterioare sînt în cazul piloţilor consideraţi dublu încastraţi :

$$V = \frac{EA}{l_i} \cos^2 \alpha \tag{6}$$

$$r = \frac{12\,EI}{l_i\,3} \cos^2 \alpha. \tag{7}$$

Semnificaţia lor fizică este următoarea : v reprezintă proiecţia pe verticală a efortului axial ce apare în pilot la o deplasare unitară pe verticală a radierului, iar r reprezintă proiecţia pe orizontală a forţei tăietoare ce apare în capul pilotului la o deplasare unitară pe orizontală a radierului.

Proprietatea amintită mai înainte a centrului elastic permite descompunerea oricărei forţe trecînd prin O într-o componentă R' care produce numai o deplasare pe verticală a radierului şi într-o alta R'' care produce numai o deplasare pe orizontală a radierului, ale căror direcţii fac cu verticala unghiurile α' şi, respectiv, α''.

Expresiile componentei pe verticală a efortului axial şi ale componentei pe orizontală ale forţei tăietoare în capul pilotului de înclinare α sînt :

$$P \cos \alpha = V \frac{nv}{\sum n (v + r\,\mathrm{tg}^2\,\alpha)} \; \frac{\mathrm{tg}\,\alpha'' - \mathrm{tg}\,\alpha}{\mathrm{tg}\,\alpha'' - \mathrm{tg}\,\alpha'} + $$

$$+ H \frac{n\,r}{\sum n (v - r)} \; \frac{\mathrm{tg}\,\alpha - \mathrm{tg}\,\alpha'}{\mathrm{tg}\,\alpha (\mathrm{tg}\,\alpha'' - \mathrm{tg}\,\alpha')} + M \frac{n\,v\zeta}{J_2} \tag{8}$$

$$T \cos \alpha'' = V \frac{nr}{\sum n (v + r\,\mathrm{tg}\,\alpha)} \; \frac{\mathrm{tg}\,\alpha' \cdot \mathrm{tg}\,\alpha + 1}{\mathrm{tg}\,\alpha'' - \mathrm{tg}\,\alpha'} + $$

$$+ H \frac{nr}{\sum n (v + r)\,\mathrm{tg}\,\alpha} \cdot \frac{\mathrm{tg}\,\alpha'' \cdot \mathrm{tg}\,\alpha + 1}{\mathrm{tg}\,\alpha'' - \mathrm{tg}\,\alpha'} + M \frac{nr\zeta}{J_2}. \tag{9}$$

Momentul în capul pilotului se scrie :

$$M = -\frac{r\, s'^2}{3\, J_2}\quad M - T\,\frac{s'}{2} \tag{10}$$

unde $s' = \dfrac{l_i}{2\cos\alpha}$ iar $J_2 =$ momentul de inerţie al grupei de piloţi.

În expresiile (8), (9) şi (10) toţi termenii conţinînd pe r raprezintă eforturi suplimentare ce apar în piloţi datorită luării în considerare a încastrării în radier şi în teren. Problema care se pune deci, pentru a ţine seamă de încovoierea reală a pilotului în teren, este de a stabili valoarea lui r pornind de la expresiile care definesc comportarea pilotului ca element flexibil, rezemat pe un mediu elastic winklerian şi acţionat la nivelul terenului de o forţă orizontală şi un moment.

Expresia corespunzătoare lui r devine în acest caz :

$$r = \frac{b\cdot K_e\cdot l}{\delta^H - \delta^M\cdot\dfrac{\varphi H}{\varphi M}}\cos^2\alpha \tag{11}$$

unde

b este latura (diametrul) pilotului,

K_e — valoarea coeficientului de pat la baza pilotului,

l — lungimea pilotului,

δ^H, δ^H, φH şi φM sînt coeficienţi de influenţă adimensionali, calculaţi în funcţie de raportul între lungimea l a pilotului şi un parametru L ale cărui expresii sînt :

— în cazul coeficientului de pat constant $k\,(x) = ct$

$$L_1 = \sqrt[4]{\frac{EI}{b\,K_e}} \tag{12}$$

— în cazul coeficientului de pat variabil parabolic

$$k\,(x) = k_1\,(x/1)^1/^2 \tag{13}$$

$$L^2 = \sqrt[4,5]{\frac{EIl^{1/2}}{b\,K_e}}$$

— în cazul coeficientului de pat variabil liniar

$$k\,(x) = k_1\,\frac{x}{1}\ ;\qquad L_3 = \sqrt[5]{\frac{EI\cdot l}{b\,K_e}} \tag{14}$$

De asemenea s' se calculează în acest caz cu relaţia :

$$s' = \frac{\delta^M}{\varphi M}\,l, \tag{15}$$

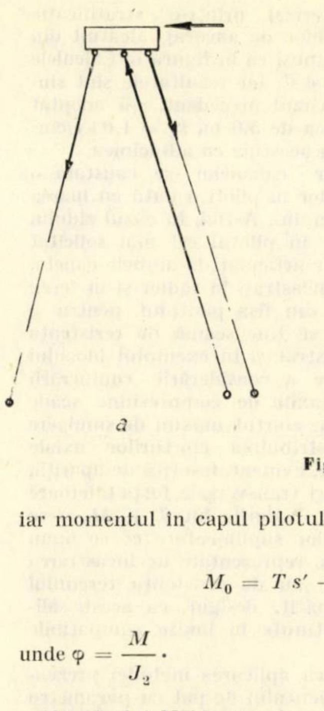


Fig. 6

iar momentul în capul pilotului cu :

$$M_0 = T\,s' + \frac{b\,K_e\,l'}{\varphi\,M}\cdot\varphi \tag{16}$$

unde $\varphi = \dfrac{M}{J_2}$.

Metoda lui Nökkentwed, cu corectivele arătate în ceea ce priveşte expresiile lui r, s' şi M_0, a fost aplicată la calculul unui zid de chei şi al unui bloc de ancoraj.

Zidul de chei (fig. 5) este fundat pe piloţi de beton armat de 17,0 m lungime şi secţiune 40×40 cm, dispuşi în şiruri alternante de cîte 6, respectiv 5, distanţati la 1,20 m.

Pentru a scoate în evidenţă efectul luării în considerare a încovoierii pilotului în teren, calculul s-a efectuat în trei ipoteze :

— ipoteza A : piloţi articulaţi la ambele capete ;

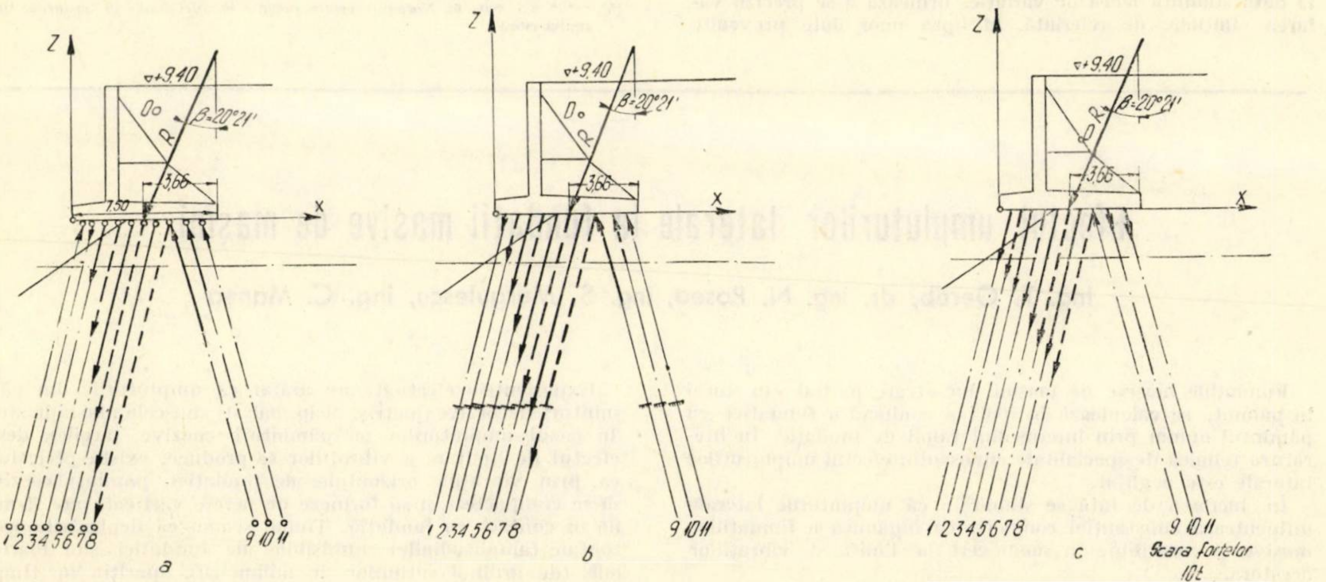
— ipoteza B : piloţi încastraţi în radier şi în teren $\left(l_i = \dfrac{l}{2}\right)$;

— ipoteza C : piloţi încastraţi în radier şi conlucrînd cu terenul ca bare elastice într-un mediu elastic winklerian.

În vederea stabilirii coeficienţilor care definesc comportarea pilotului în teren, s-a adoptat un coeficient de pat la adîncimea de 5,0 m, $k_5 = 1{,}0$ kg/cm² şi o lege de variaţie parabolică a acestuia cu adîncimea.

Rezultatele calculului sînt sintetizate în figura 5.

Fig. 5



Pe un amplasament caracterizat printr-o stratificaţie identică a fost proiectat şi un bloc de ancoraj alcătuit din 5 şiruri a cîte 3 piloţi fiecare, dispuşi ca în figura 6. Calculele au fost efectuate în ipotezele A şi C, iar rezultatele sînt sintetizate în figura 6. Ca şi în cazul precedent, s-a adoptat un coeficient de pat la adîncimea de 5,0 m, $k_5 = 1{,}0$ kg/cm^2 şi o lege de variaţie parabolică a acestuia cu adîncimea.

Din examinarea rezultatelor calculelor se constată o sensibilă redistribuire a eforturilor în piloţi o dată cu luarea în considerare a rezistenţei terenului. Astfel, în cazul zidului de chei, efortul axial descreşte în pilotul cel mai solicitat de la 80,09 t, în ipoteza piloţilor articulaţi la ambele capete, la 68,16 t, în ipoteza piloţilor încastraţi în radier şi în teren la o adîncime l_i egală cu 1/2 din fişa pilotului, pentru a ajunge la numai 46,37 t dacă se ţine seamă de rezistenţa terenului. Acelaşi efect este ilustrat şi în exemplul blocului de ancoraj la care, ca urmare a considerării conlucrării piloţilor cu terenul, efortul maxim de compresiune scade de la +61,5 t la +27,30 t, iar efortul maxim de smulgere de la 109,0 t la 24,80 t. Redistribuirea eforturilor axiale ce are loc în sensul nivelării este, evident, însoţită de apariţia în capul piloţilor a unor solicitări transversale, forţa tăietoare T şi momentul încovoietor M_0. Valorile lui T şi M_0 cresc corespunzător apariţiei legăturilor suplimentare ce se opun deplasărilor radierului, legăturile reprezentate de încastrarea piloţilor (ipoteza de calcul B) sau de rezistenţa terenului (ipoteza de calcul C). S-a urmărit, desigur, ca aceste solicitări suplimentare să fie menţinute în limite compatibile cu rezistenţele pilotului.

O problemă importantă pentru aplicarea metodei prezentate o constituie alegerea coeficientului de pat ca parametru reprezentativ pentru definirea rezistenţei opuse de teren la încovoierea piloţilor. Există în prezent o întreagă literatură asupra acestei probleme, care este totuşi departe de a fi complet elucidată. Sînt cunoscute metodele de determinare a coeficientului de pat prin încercări pe placă la suprafaţa terenului sau în gaura de foraj, prin încercări la sarcini orizontale ale piloţilor, prin utilizarea datelor unor încărcări presiometrice de tip Kögler sau Ménard ş.a. Descrierea sau prezentarea lor critică nu intră în obiectul acestei lucrări. Ne mărginim la unele consideraţii privind alegerea coeficientului de pat pentru scopurile practice ale proiectării fundaţiilor pe piloţi.

Spre deosebire de fundaţiile de suprafaţă, în cazul fundaţiilor de adîncime, este uzuală acceptarea unei variaţii cu adîncimea a coeficientului de pat. Aceasta decurge din numeroase date experimentale, care arată că la majoritatea pămînturilor rezistenţele mecanice şi în primul rînd rezistenţa la tăiere cresc cu adîncimea. Legea de variaţie cu adîncimea a coeficientului de pat poate fi acceptată cu suficientă aproximaţie ca liniară în cazul pămînturilor argiloase normal consolidate, a nisipurilor şi pietrişurilor. În cazul argilelor de consistenţă redusă, slab consolidate, se poate accepta o lege de variaţie de tip parabolic. În sfîrşit, coeficientul de pat poate fi considerat constant la argilele supraconsolidate. O dată stabilită legea de variaţie, urmează a se preciza valarea iniţială, de referinţă. În lipsa unor date provenite din încercări pe teren de tipul celor amintite pot fi utilizate şi diferitele valori indicate în tratate sau prescripţii. Astfel, Terzaghi [4] recomandă următoarele valori ale coeficientului de pat pentru pămînturile nisipoase :

Tipul pămîntului	k, kg/cm^3
nisip argilos (88 % nisip, 12 % argilă)	2–3
nisip îndesat	10–12,3
nisip afînat	0,7–1,3
nisip cu pietriş	3–4
pietriş cu nisip	5–6.

În normele sovietice pentru calculul la stări limită al podurilor SN 200–62 [5], este întabulat un coeficient de proporţionalitate m legat de coeficientul de pat k prin relaţia $k = mh$, h fiind adîncimea considerată. Făcînd $h = 5{,}0$ m, pe baza valorilor întabulate ale lui m se obţin următoarele valori ale lui k :

Tipul pămîntului	k, kg/cm^3
pămînturile argiloase în stare plastic-curgătoare, mîluri	0,5–1,0
pămînturi argiloase în stare plastic-moale, nisipuri prăfoase, nisipuri afînate	1,0–2,0
pămînturi argiloase în stare plastic-vîrtoasă, nisipuri fine şi mijlocii	2,0–3,0
pămînturi argiloase în stare tare, nisipuri mari	3,0–5,0
nisip cu pietriş, pietriş, bolovăniş	5,0–10,0

Este de remarcat că stabilirea doar pe asemenea baze empirice a coeficientului de pat se poate dovedi suficient de precisă pentru scopurile practice, deoarece, aşa cum se vede din relaţiile (12)...(14), k intră în expresia unor radicali de ordinul 4 şi mai mare.

Pe baza exemplului a două construcţii recent proiectate, s-a urmărit, în cele expuse, a se scoate în evidenţă avantajele unei metode de calcul al radierelor pe piloţi care, luînd în considerare conlucrarea piloţilor cu terenul, permite o dimensionare raţională a fundaţiilor, o mai judicioasă utilizare a proprietăţilor materialului. În prezent sînt în curs de desfăşurare încercări la scară naturală asupra unor tronsoane ale celor două lucrări proiectate, ceea ce va permite verificarea şi punerea la punct a metodei de calcul utilizate.

Bibliografie

[1] Titze E. : *Über den seitlichen Bodenwiderstand bei Pfahlgründungen.* Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin, 1943.

[2] Matlock H., Reese C. : *Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings ASCE vol. 86, oct. 1960.

[3] * * * VSN 110–64 *Normativ pentru calculul fundaţiilor din coloane cu diametrul de 1,0 m şi mai mult* (în limba rusă).

[4] Terzaghi K. : *Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction.* Geotechnique, London, Vol. V, 1955.

[5] * * * SN 200–62 *Normativ pentru calculul la stări limită al podurilor* (în limba rusă)

Efectul umpluturilor laterale la fundaţii masive de maşini

Ing. T. Gereb, dr. ing. N. Posea, ing. S. Murgulescu, ing. C. Manea

Fundaţiile masive de maşini, încastrate parţial sau total în pămînt, se calculează în ipoteza conlucrării fundaţiei cu pămîntul numai prin intermediul tălpii de fundaţie. În literatura tehnică de specialitate cunoscută, efectul umpluturilor laterale este neglijat.

În lucrarea de faţă se stabileşte că umpluturile laterale influenţează substanţial comportarea dinamică a fundaţiilor masive şi contribuie în mod cert la limitarea vibraţiilor acestora.

Experienţele efectuate au arătat că umpluturile din pămînturi necoezive (pietriş, nisip, balast) sînt cele mai indicate. În cazul umpluturilor cu pămînturi coezive (argile), deşi efectul de limitare a vibraţiilor se produce, există pericolul ca, prin vibraţiile orizontale ale fundaţiei, pămîntul coeziv să se compacteze şi să formeze un perete vertical, care să nu fie în contact cu fundaţia. Ţinînd seamă că deplasările orizontale (amplitudinile) admisibile ale fundaţiei sînt foarte mici (de ordinul sutimilor de milimetru), apariţia în timp a unui rost de aceste dimensiuni între fundație și umplutură este ușor de conceput. Umpluturile realizate din pămînturi necoezive vor urmări însă continuu mișcările fundației provocînd frînarea vibrațiilor.

Considerarea în calcul a efectului favorabil al umpluturilor laterale din materiale necoezive poate conduce la soluții de fundații masive de mașini cu comportări dinamice sigure și în același timp economice. Exemplele prezentate în lucrare, care se referă la fundații proiectate de ing. T. Gereb și a căror bună comportare este deja verificată în exploatare, evidențiază economii foarte mari.

Acest fapt va determina în viitor o aplicare largă a metodei de calcul ce se propune.

1. IPOTEZELE ȘI CALCULUL UZUAL AL FUNDAȚIILOR MASIVE

a. Fundația masivă (inclusiv mașina) se consideră ca un bloc rigid cu masă și dimensiuni finite.

b. Contactul între fundație și pămînt se consideră numai la fața inferioară a fundației (talpa fundației).

La deplasările dinamice ale fundației, pămîntul de sub fundație, considerat ca un sistem elastic, fără masă, opune rezistențe elastice dinamice. Coeficienții de rigiditate care caracterizează reacțiunile elastice ale pămîntului de sub fundație (denumiți și coeficienți de pat) sînt :

C_z pentru deplasări verticale, C_x pentru deplasări orizontale, C_φ pentru rotiri în jurul unei axe orizontale și C_ψ pentru rotiri în jurul unei axe verticale.

c. În general o fundație-bloc, cu legăturile elastice precizate mai sus (*b*), are șase grade de libertate dinamice.

Cînd masele sistemului fundație-mașină prezintă un ax longitudinal de simetrie, trei parametri caracterizează vibrațiile proprii în planul vertical ce cuprinde acest ax și alți trei, independenți de primii, vibrațiile în planul vertical perpendicular pe axul longitudinal.

Dacă axul rotorului mașinii este paralel cu axul longitudinal al sistemului fundație-mașină, în calculul dinamic interesează numai cele trei grade de libertate în planul vertical transversal fundației. Ca parametri (fig. 1) se aleg :

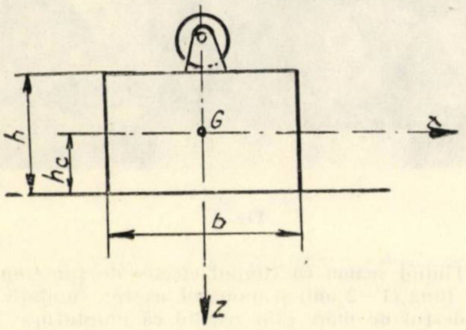


Fig. 1

deplasarea pe verticală (w), deplasarea pe orizontală (u) și rotirea (φ), în raport axul y trecînd prin centrul maselor G. Cînd centrul maselor se află pe verticala centrului de greutate al tălpii de fundație, vibrația proprie verticală, la care intervine C_z, este independentă de vibrațiile orizontale, la care intervin coeficienții C_x și C_φ. În consecință, frecvența proprie tehnică (în rot. pe minut) în sens vertical se determină cu formula :

$$n_v = \frac{300}{\sqrt{\Delta_{st}}} \tag{1}$$

unde

$$\Delta_{st} = \frac{\sigma}{C_z}$$

(în cm) reprezintă deplasarea statică sub greutatea proprie (Q) a întregului sistem, iar frecvențele proprii în sens orizontal din rezolvarea ecuației seculare :

$$\begin{vmatrix} r_{xx} - mp^2 & r_{x\varphi} \\ r_{\varphi x} & r_{\varphi\varphi} - I_y\, p^2 \end{vmatrix} = 0 \tag{2}$$

unde

$$m = \frac{Q}{g}$$

este masa sistemului fundație-mașină ;

p este pulsația proprie orizontală. În funcție de frecvența tehnică n

$$p = \frac{\pi \cdot n}{30} ;$$

I_y — momentul de inerție al masei întregului sistem față de axa y ;

r_{xx}, $r_{x\varphi} = r_{\varphi x}$, $r_{\varphi\varphi}$ — reacțiuni (sau cuple) elastice pentru deplasări (sau rotiri) unitare.

Valorile acestora [3] se calculează cu expresiile :

$$r_{xx} = C_x A \,;\, r_{x\varphi} = C_x A h_c \,;\, r_{\varphi\varphi} = C_\varphi I + C_x A h_c^2 - Q h_c \tag{3}$$

unde : A este aria tălpii de fundație ;

I — momentul de inerție al tălpii față de axa centrală paralelă cu y ;

h_c înălțimea centrului maselor față de talpă (fig. 1).

d. Frecvența proprie cea mai joasă este denumită frecvența fundamentală. O fundație este denumită supraacordată cînd frecvența mașinii este mai mică decît frecvența fundamentală, subacordată cînd frecvența mașinii este mai mare decît cea mai mare dintre frecvențele proprii și acordată mixt cînd frecvența mașinii are o valoare între frecvențele proprii.

Fundațiile masive, la care frecvența proprie a vibrațiilor verticale este independentă de frecvențele proprii ale vibrațiilor orizontale, pot fi supra- sau subacordate în sens vertical și supraacordate, subacordate sau acordate mixt în sens orizontal.

e. Cînd frecvența mașinii coincide cu una din frecvențele proprii apare fenomenul de rezonanță, iar cînd este apropiată de vreuna din frecvențele proprii, poate apărea fenomenul de bătăi. Pentru evitarea acestui fenomen, normele uzuale de proiectare prevăd ca frecvența mașinii să fie diferită de oricare din frecvențele proprii cu cel puțin 20%.

f. Influența amortizării asupra frecvențelor proprii este mică și se neglijează.

g. Coeficienții de rigiditate (C_z, C_x, C_φ, C_ψ) ai pămîntului, depinzînd de mulți factori, printre care suprafața tălpii de fundație, presiunea pe teren, stratificația terenului etc. nu pot fi determinați cu precizie. De aceea, pentru valorile acestor coeficienți, literatura de specialitate [5] (pag. 98—106), [6] (pag. 88—97) recomandă intervale de variație la care, de obicei, limita superioară este dublul limitei inferioare.

h. Proiectarea uzuală a fundațiilor masive necesită verificarea frecvențelor proprii și calculul amplitudinilor. La fundații masive cu vibrații într-un singur plan, după calculul frecvenței vibrațiilor verticale (1), frecvențele vibrațiilor proprii orizontale (n_{I}, n_{II}), din care n_{I} este cea mai mică, se determină în mod aproximativ, prin folosirea graficelor date în lucrările [5] (pag. 105) și [6] (pag. 200).

i. Din graficele menționate (la punctul *h*), dacă prin n_{I} n_{II} se notează valorile medii, frecvențele proprii orizontale în funcție de $\frac{C_z}{C_x}$ variază astfel :

— pentru $\frac{b}{h} = 0{,}5$ (*b*, *h* fiind lățimea, respectiv înălțimea fundației),

$$\left.\begin{aligned} n'_{\mathrm{I}} &= n_{\mathrm{I}}\,(1 \pm 0{,}02) \\ n'_{\mathrm{II}} &= n_{\mathrm{II}}\,(1 \pm 0{,}25) \end{aligned}\right. \tag{α}$$

— pentru $\frac{b}{h} = 3$

$$\left.\begin{aligned} n'_{\mathrm{I}} &= n_{\mathrm{I}}\,(1 \pm 0{,}16) \\ n'_{\mathrm{II}} &= n_{\mathrm{II}}\,(1 \pm 0{,}11) \end{aligned}\right. \tag{β}$$

Dacă pentru C_z se iau valorile extreme C_z. $(1 \pm 0{,}33)$, în conformitate cu punctul g și se ține sea [illegible] că n_{I}, n_{II} sînt, aproximativ, funcție de $\sqrt{C_z}$, rezultă pen [illegible] frecvențe orizontale abateri cuprinse în intervalul (1 ± [illegible] 7).

Notînd cu e nedeterminarea totală ce poate interveni în calculul frecvenţelor, ţinînd seamă de (α), (β) şi intervalul (1 ± 0,17) se obţin limitele:

$$e_{\mathrm{I}} = (1 \pm 0{,}17)\,(1 \pm 0{,}02) \ldots (1 \pm 0{,}17)\,(1 \pm 0{,}16) = \\ = 1 \pm 0{,}20 \ldots 1 \pm 0{,}33 \qquad (4)$$

pentru n'_{I} şi

$$e_{\mathrm{II}} = (1 \pm 0{,}17)\,(1 \pm 0{,}11) \ldots (1 \pm 0{,}17)\,(1 \pm 0{,}25) = \\ = 1 \pm 0{,}28 \ldots 1 \pm 0{,}42 \qquad (4')$$

pentru n'_{II}.

Pentru a asigura între frecvenţa maşinii şi frecvenţele proprii o diferenţă de cel puţin 20% (v. punctul e), ţinînd seamă de (4) şi (4'), diferenţa între frecvenţa maşinii şi frecvenţele proprii orizontale trebuie să fie în limitele:

$$e'_{\mathrm{I}} = (1 \pm 0{,}20)\,(1 \pm 0{,}20) \ldots (1 \pm 0{,}20)\,(1 \pm 0{,}35) = \\ = 1^{+0{,}41}_{-0{,}36} \ldots 1^{+0{,}60}_{-0{,}46} \qquad (5)$$

$$e'_{\mathrm{II}} = (1 \pm 0{,}20)\,(1 \pm 0{,}28) \ldots (1 \pm 0{,}20)\,(1 \pm 0{,}42) = \\ = 1^{+0{,}54}_{-0{,}42} \ldots 1^{+0{,}74}_{-0{,}54}. \qquad (5')$$

În consecinţă, datorită nesiguranţei valorilor numerice ale parametrilor ce intervin, între frecvenţa maşinii şi frecvenţele proprii orizontale trebuie să existe diferenţe (5, , (5') ce pot ajunge pînă la −54% şi pînă la +74%.

Proiectarea unor fundaţii masive, la care să fie respectate aceste diferenţe între frecvenţa maşinii şi frecvenţele proprii de calcul, în multe cazuri nu este posibilă, iar atunci cînd este posibilă soluţia este neeconomică, deoarece necesită resoarte sau dimensiuni foarte mari.

2. EFECTUL UMPLUTURILOR LATERALE

O fundaţie masivă, care conlucrează cu pămîntul numai prin intermediul tălpii de fundaţie, are frecvenţele proprii mai mici şi amplitudini mai mari decît aceeaşi fundaţie îngropată în pămînt, care conlucrează cu pămîntul şi prin intermediul feţelor laterale.

Este posibil ca o fundaţie care este la rezonanţă în situaţia neîngropată să fie în afara domeniului de rezonanţă şi bătăi cînd este îngropată. Amplitudinile la rezonanţă în situaţia fundaţiei cu umpluturi laterale sînt mai mici decît amplitudinile la rezonanţă ale aceleiaşi fundaţii în situaţia neîngropată.

Aceste efecte favorabile ale umpluturilor laterale apreciate calitativ au fost folosite de ing. T. Gereb la proiectarea, în cadrul Institutului de studii şi proiectări energetice (ISPE), a unui număr de 35 fundaţii masive diferite (pompe, mori, şi ventilatoare). Fundaţiile respective, la care umpluturile laterale s-au realizat din material necoeziv (balast) deşi se găsesc pe terenuri diferite (Oradea, Bucureşti-Sud, Borzeşti, Luduş, Craiova) şi din calcul — în situaţia fără umpluturi — erau în pericol de rezonanţă în sens orizontal, se comportă normal. Ţinînd seamă că timpul efectiv de funcţionare este destul de lung (1—2 ani) şi numărul acestor fundaţii experimentale destul de mare (35) rezultă că umplutura laterală din material necoeziv atenuează în mod sigur amplitudinile orizontale de rezonanţă.

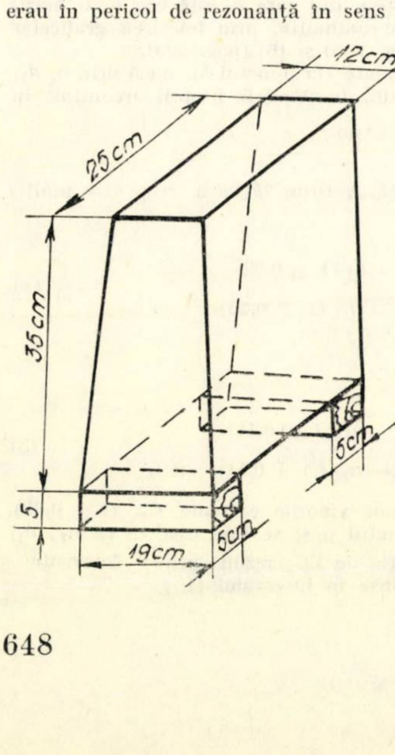
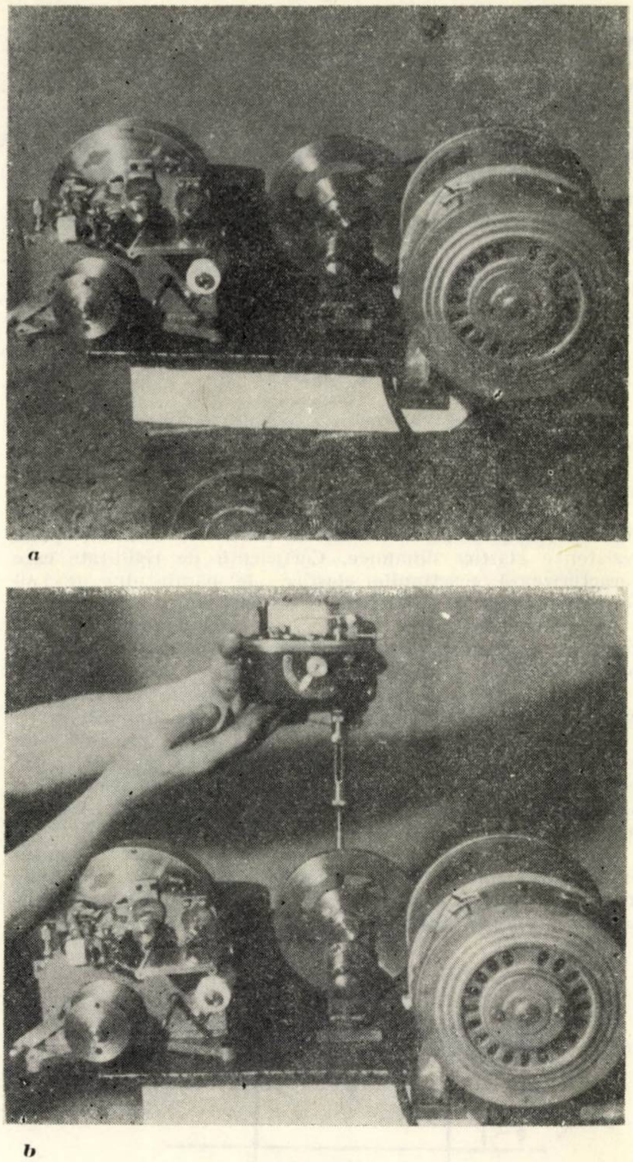


Fig. 2


a

b

Fig. 3

Faţă de această concluzie, deoarece la fundaţiile realizate nu au putut fi efectuate măsurători pentru evidenţierea cantitativă a efectului favorabil apreciat, se pot face următoarele obiecţii:

a. Pericolul de rezonanţă pentru fundaţiile neîngropate este apreciat prin faptul că între frecvenţa maşinii şi frecvenţele proprii nu se realizează în calcul diferenţa prevăzută de relaţiile (5), (5'). Este însă posibil ca frecvenţele proprii reale, datorită incertitudinii parametrilor ce se introduc în calcule, să fie diferite de cele calculate şi astfel fundaţia să nu fie în realitate în zona rezonanţei. În acest caz comportarea bună a fundaţiilor nu se datoreşte efectului de atenuare a vibraţiilor de către umplutura laterală, ci faptului că sistemul, în mod efectiv, nu este în rezonanţă.

b. Atenuarea amplitudinilor orizontale de către umpluturile laterale este incertă, deoarece presiunea pasivă a pămîntului se realizează la deplasări orizontale mari (de ordinul centimetrilor: lucrarea [9] pag. 41—42), iar amplitudinile laterale admisibile ale fundaţiilor de maşini sînt mult mai mici (de ordinul sutimilor de milimetru: lucrarea [5] pag. 258—262 şi lucrarea [6] pag. 27). În consecinţă, efectul de atenuare a vibraţiilor orizontale are loc la amplitudini orizontale inadmisibile pentru o fundaţie de maşină.

Pentru clarificarea acestor obiecţii şi pentru obţinerea unor indicaţii privind efectul cantitativ al umpluturilor laterale s-au făcut experienţe pe modele de fundaţii masive, aflate efectiv la rezonanţă, atît în lipsa umpluturilor, cît şi în prezenţa parţială sau totală a acestora. Experienţele au fost efectuate în laboratorul de rezistenţa materialelor al Institutului de petrol, gaze şi geologie (IPGG) din Bucureşti de către autorii acestei lucrări.

Ca model de fundaţie a servit un bloc de beton cu dimensiunile din figura 2 care reazemă pe pămîntul de fundaţie prin intermediul a două tălpi de lemn (de dimensiuni $2 \times 5 \times \times 19 = 190$ cm^2) lipite de bloc. Deasupra blocului (fig. 3), pe o placă metalică ancorată în blocul de beton, s-au fixat : excentricul, motorul electric cu turaţie variabilă, aparatul de înregistrare Geiger şi o contragreutate. De asemenea, pe feţele laterale, s-au fixat anumite piese metalice pentru mărirea greutăţii blocului, care a ajuns astfel la 123,6 kgf şi cu centrul maselor pe verticala centrului de greutate al tălpii de fundaţie. Sub tălpile de lemn s-a obţinut o presiune de 0,65 kgf/cm^2.

Această presiune a fost necesară pentru a putea înregistra şi a doua frecvenţă proprie orizontală, care, altfel, ar fi fost superioară turaţiei de 3 200 rot/min. la care putea ajunge motorul de antrenare. Greutatea masei neechilibrate a rotorului era de 0,154 kgf şi avea o excentricitate de 2,3 cm.

Ca model al terenului de fundaţie a servit o ladă cu dimensiuni orizontale 150×150 cm şi înălţimea 100 cm, care s-a umplut pe rînd cu nisip uscat, umed şi apoi cu pămînt argilos.

Dimensiunile relative ale corpului de probă şi ale lăzii au fost alese astfel încît suprafeţele de alunecare şi bulburile de presiune ale terenului de fundaţie să nu fie influenţate de feţele lăzii.

Încercările au fost efectuate pe blocul neîngropat (fig. 4 a) şi apoi pe blocul îngropat pînă la un sfert din înălţime (fig. 4 b), pînă la jumătate (fig. 4 c), pînă la trei sferturi (fig. 4 d) şi total (fig. 4 e). Pămîntul de fundaţie şi umpluturile au fost pe rînd nisip uscat, nisip umed şi pămînt argilos.

Fig. 4. a, b, c, d şi e

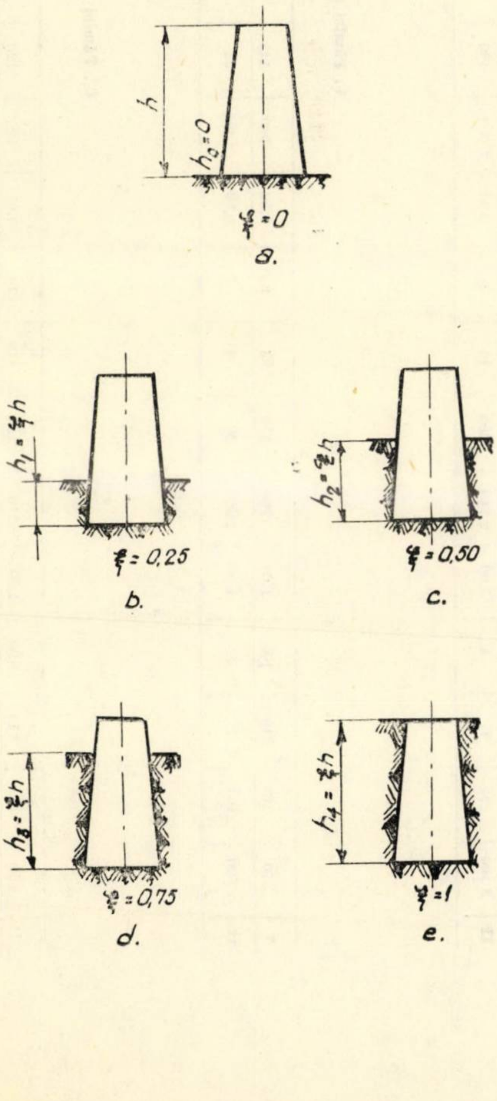


Tabela 1

Vibraţii verticale

Felul umpluturii	Seria de incercări		h_0	h_1	h_2	h_3	h_4
Nisip uscat	A	n	1 880	2 140	2 600	3 380	—
		a	90	50	42	65	—
	A_1	n	1 990	2 140	2 760	3 350	—
		a	80	50	45	45	—
Nisip umed	B	n	1 875	1 980	—	1 950	2 080
		a	110	90	—	30	25
Pămînt argilos	C	n	1 790	1 910	2 100	2 030	2 140
		a	135	95	65	28	23
	C_1	n	1 800	1 970	1 950	2 100	2 090
		a	125	100	63	32	35

Măsurătorile de frecvenţe şi amplitudini s-au făcut la nivelul superior al fundaţiei, cu aparatul Geiger şi cu un tastograf (fig. 3). Pentru fundaţia neîngropată, amplitudinile de la baza ei au fost de asemenea măsurate cu tastograful.

S-au efectuat cinci serii de încercări A, A_1 cu umplutură din nisip uscat, B cu umplutură din nisip umezit, pînă la o consistenţă aparent coezivă, C, C_1 umplutură din pămînt argilos (teren coeziv) de umiditate naturală.

Fiecare serie de încercări este rezultatul a cel puţin 3—4 experienţe astfel încît, pentru modelul experimentat, datele obţinute sînt certe.

În tabela 1 sînt trecute frecvenţele şi amplitudinile verticale pentru fiecare serie de încercări.

La nisip uscat, pentru fundaţia îngropată complet, rezonanţa nu a putut fi prinsă deoarece motorul folosit nu ajunge la turaţia necesară.

Din aceste date rezultă o creştere a frecvenţelor proprii şi o scădere a amplitudinilor o dată cu creşterea înălţimii de îngropare a fundaţiei. Influenţa cea mai mare o prezintă umplutura de nisip uscat, ceea ce apare ca normal, deoarece în acest caz efectul de frecare dintre fundaţie şi pămînt este mai pronunţat.

Ţinînd seamă că influenţa umpluturilor laterale se manifestă asupra vibraţiilor verticale numai prin efectul de frecare, care depinde foarte mult de modul de execuţie a feţelor, datorită incertitudinilor ce pot apărea, propunem să nu se facă uz în calcule de acest efect favorabil de frînare a deplasărilor verticale.

În tabela 2 sînt trecute frecvenţele şi amplitudinile pentru cele două vibraţii orizontale (I şi II), împreună cu amplitudinile reduse

$$a_i' = a_i \left(\frac{n_{0I}}{n_{m,i}} \right)^2 \quad (i = \mathrm{I, II})$$

şi coeficienţii

$$r_{\mathrm{I}}\% = \frac{a'_{m\mathrm{I}}}{a'_{0\mathrm{I}}} \cdot 100 ; \quad r_{\mathrm{II}} = \frac{a'_{m\mathrm{II}}}{a'_{0\mathrm{I}}} \cdot 100 ;$$

$$\rho_{\mathrm{I}} = \frac{n_{m\mathrm{I}}}{n_{0\mathrm{I}}} ; \quad \rho_{\mathrm{II}} = \frac{n_{m\mathrm{II}}}{n_{0\mathrm{II}}} .$$

(prin indicele zero se indică situaţia neîngropată, iar prin indicele m înălţimea pînă la care este îngropată fundaţia).

La experienţele efectuate, forţa perturbatoare fiind proporţională cu n^2 (n reprezentînd turaţia), amplitudinile măsurate corespund la forţe perturbatoare diferite. Considerînd amplitudinile proporţionale cu forţele perturbatoare s-au introdus amplitudinile reduse care reprezintă valorile amplitudinilor pentru aceeaşi forţă perturbatoare. Graficul

Tabela 2

Vibrații orizontale

A. Nisip uscat

	$h_0 = 0$					$h_1 = 0{,}25\ H$					$h_2 = 0{,}50\ H$					$h_3 = 0{,}75\ H$					$h_4 = 1{,}00\ H$				
	n	a	a'	$r\%$	ρ	n	a	a'	$r\%$	ρ	n	a	a'	$r\%$	ρ	n	a	a'	$r\%$	ρ	n	a	a'	$r\%$	ρ
I	695	180	180	100	1,00	980	160	80	45	1,400	1 200	50	17	9,5	1,73	1 250	50	15,5	8,6	1,86	1 380	60	15	8	2,00
II	2 790	145	9	5	1,00	3 100	170	8,5	4,7	1,13	3 120	155	7,5	4,2	1,14	3 000	135	7	3,9	1,89	2 720	140	9	5	1,00

A₁. Nisip uscat

I	660	180	180	100	**1,00**	860	135	80	44	1,30	1 080	50	19	10,6	1,64	1 295	70	18	10	1,96	**1 440**	70	15	8,2	2,18
II	2 680	120	8	5	**1,00**	3 100	170	7,5	4,3	1,17	3 480	145	5	2,8	1,32	3 000	135	6,5	3,6	1,14	**2 720**	140	7,8	4,3	1,03

B. Nisip umed

I	675	275	275	100	1,00	750	260	210	76	1,10	960	200	99	37	1,42	980	130	57	21	1,45	1 290	170	46	17	1,91
II	3 100	225	11	4	1,00	2 740	250	15	5	0,88	3 000	190	10	3,6	0,97	2 750	200	12	4,4	0,89	3 000	200	10	3,6	0,97

C. Pămînt argilos

I	570	240	240	100	1,00	790	150	83	35	1,39	990	145	48	20	1,74	1 200	75	16	7	2,15	1 270	33	7	3	2,24
II	2 600	150	7	3	1,00	2 320	50	3	1,3	0,89	2 400	52	3	1,3	0,92	3 000	110	4	1,7	1,15	2 850	90	4	1,7	1,10

C₁. Pămînt argilos

I	650	240	240	100	1,00	710	130	110	46	1,05	920	120	60	25	1,41	1 120	90	30	13	1,72	1 150	80	25	10,2	1,77
II	2 920	90	4	1,7	1,00	2 850	110	6	2,5	0,97	2 950	80	4	1,7	1,01	2 950	120	6	2,5	1,01	2 330	120	9	3,7	0,8

din figura 5 redă, în funcţie de adîncimea de îngropare $\xi = \frac{h_m}{h}$, amplitudinile reduse ale ambelor moduri de oscilaţie orizontale raportate la amplitudinea fundaţiei neîngropate, vibrînd cu frecvenţa proprie fundamentală. Din grafic, la rezonanţa fundamentală, rezultă o influenţă puternică a umpluturilor laterale asupra amplitudinilor.

În mod acoperitor, ca funcţie de atenuare a amplitudinilor, propunem dreapta I* de ecuaţie

$$r_{\mathrm{I}} = 1 - 0{,}8\ \xi. \qquad (6)$$

Pentru rezonanţa a II-a orizontală (curbele punctate în fig. 5), efectul umpluturilor laterale pentru limitarea amplitudinilor este foarte redus şi poate fi apreciat, aproximativ, sub forma unei constante

$$r_{\mathrm{II}} = 0{,}06. \qquad (6')$$

Graficul din figura 6 evidenţiază influenţa umpluturilor laterale asupra frecvenţelor proprii.

În funcţie de adîncimea relativă de îngropare (ξ) frecvenţele proprii ale fundaţiei, raportate la frecvenţele fundaţiei neîngropate, prezintă creşteri importante la frecvenţa fundamentală (I) şi valori oscilante la a doua frecvenţă proprie orizontală (II). De altfel valorile (II) nu pot fi sigure, deoarece motorul folosit neputînd avea turaţii mai mari, nu avem certitudinea că măsurătorile efectuate s-au făcut în mod real, pentru situaţia de rezonanţă. De asemenea, puterea dezvoltată de motor la limita turaţiilor sale fiind mică, anumite frecări ale rotorului şi ale dispozitivului de înregistrat au micşorat exactitatea înregistrărilor şi citirilor (la aceste turaţii mari).

Ca lege cantitativă, pentru influenţa umpluturilor asupra frecvenţelor proprii fundamentale, propunem, în mod aproximativ, relaţia liniară :

$$\rho_{\mathrm{I}} = 1 + \xi, \qquad (7)$$

Observaţii. Avînd în vedere că pe de o parte fundaţia de probă a avut dimensiuni mult mai reduse decît cele reale şi pe de altă parte, că ipotezele de calcul conţin aproximaţii extrem de grosiere, relaţiile de similitudine între corpul de probă şi fundaţiile reale nu pot fi stabilite sub formă generală decît cu aproximaţie.

Unele relaţii certe atît pentru model, cît şi pentru fundaţiile reale ar fi următoarele :

1. Înregistrările efectuate pentru amplitudinile orizontale prezintă în general două maxime, ceea ce verifică existenţa în sens orizontal a două grade de libertate dinamică (translaţie şi rotire), aşa cum a fost precizat la punctul 1 c.

2. La toate măsurătorile efectuate cu modelul neîngropat (deci fără umplutură laterală) s-a constatat că la baza fundaţiei nu există deplasări măsurabile la turaţii care nu întrec 1 500 – 1 800 rot/min.

Pentru cazul studiat, aceasta înseamnă că, la rezonanţa fundamentală, fundaţia capătă practic numai rotiri. Este evident ca în situaţia fundaţiilor îngropate acest fenomen de lipsă a deplasării la baza fundaţiei să apară şi mai cert decît la fundaţiile neîngropate, deoarece forţele care caută să provoace deplasarea sînt atenuate de umplutură în special în zona inferioară. Menţionăm că lipsa translaţiilor orizontale la baza fundaţiei a fost constatată de ing. T. Gereb şi la două fundaţii reale neîngropate (o fundaţie de concasor de minereu şi o fundaţie de turbogenerator) încă în anii 1961 – 1963, cu ocazia unor reparaţii constînd în scoaterea acestora din rezonanţă. Fundaţiile respective intrînd în pămînt cu un radier relativ subţire (circa 10 % din înălţimea totală a fundaţiei) şi fiind în rezonanţă cu amplitudini mari, lipsa deplasărilor orizontale la bază s-a constatat uşor.

Această constatare permite ca la determinarea frecvenţei fundamentale a fundaţiei în sens orizontal să se ţină seamă numai de rotirea fundaţiei. În acest fel, calculul se face ca pentru un sistem cu un singur grad de libertate dinamică, fără să mai fie necesară rezolvarea ecuaţiei (2).

La turaţii mai mari de 1 500 – 1 800 rot/min, deci la rezonanţa a II-a (orizontală), amplitudinile măsurate la baza fundaţiei (în stare neîngropată) reprezintă circa 30 % din amplitudinile măsurate la partea superioară a fundaţiei.

3. Conform literaturii de specialitate [6], [7], amortizarea în masa elementelor de beton este neglijabilă faţă de amortizarea produsă de disiparea de energie prin contact cu pămîntul înconjurător (aşa zisă amortizare de sistem).

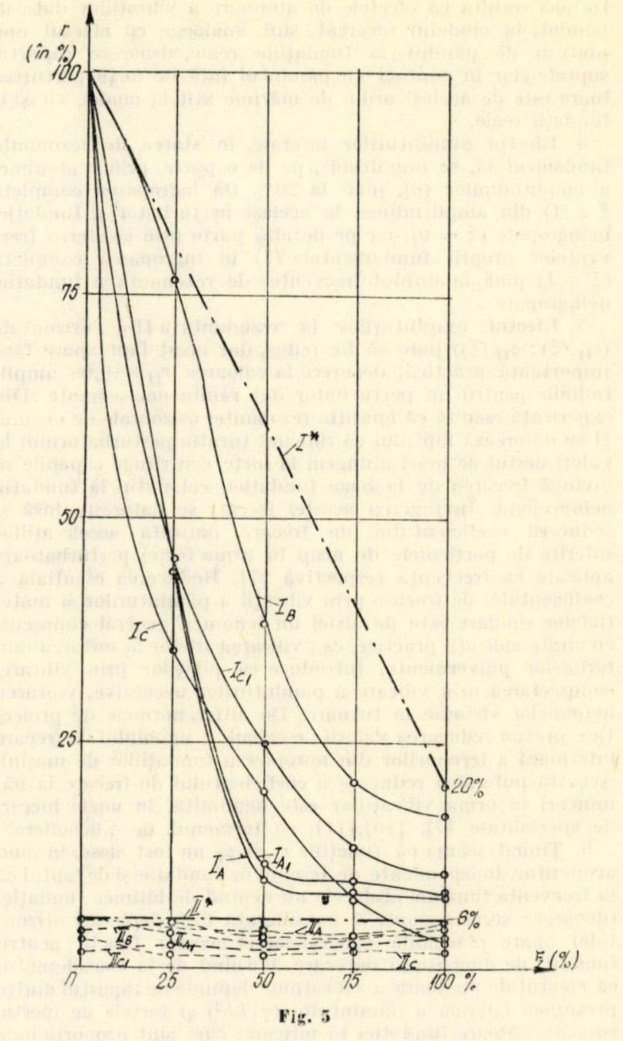
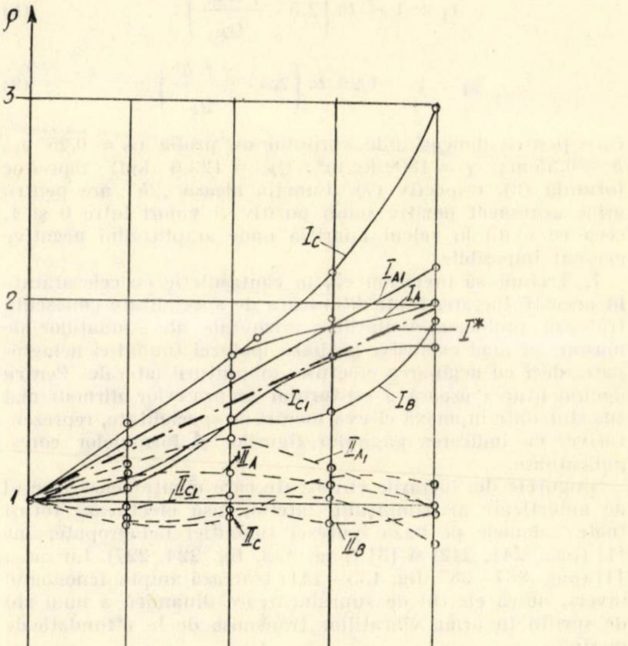


Fig. 5

Fig. 6



De aici rezultă că efectele de atenuare a vibraţiilor date de pămînt, la modelul încercat, sînt analoage cu efectul umpluturii de pămînt la fundaţiile reale, deoarece raportul suprafeţelor în contact cu pămîntul faţă de forţa perturbatoare este de acelaşi ordin de mărime atît la model, cît şi la fundaţii reale.

4. Efectul umpluturilor laterale, în starea de rezonanţă fundamentală, se manifestă , pe de o parte, prin o atenuare a amplitudinilor (6), pînă la 20% (la îngroparea completă $\xi = 1$) din amplitudinea la acelaşi perturbator a fundaţiei neîngropate ($\xi = 0$), iar pe de altă parte prin creşterea frecvenţelor proprii fundamentale (7) la îngroparea completă ($\xi = 1$) pînă la dublul frecvenţei de rezonanţă a fundaţiei neîngropate.

5. Efectul umpluturilor la rezonanţa a II-a orizontală ($r_{II}(\xi)$; $\rho_{II}(\xi)$) pare să fie redus, dar acest fapt apare fără importanţă practică, deoarece la valoarea $r_{II} = 0{,}06$ amplitudinile pentru un perturbator dat rămîn neînsemnate. Din experienţă rezultă că apariţia rezonanţei orizontale de ordinul II se datorează faptului că ridicînd turaţia perturbatorului la valori destul de mari ajungem la forţe centrifuge capabile să învingă frecarea de la baza fundaţiei, cel puţin la fundaţia neîngropată. Invingerea acestei frecări se datoreşte însă şi reducerii coeficientului de frecare datorită acceleraţiilor suferite de particulele de nisip în urma forţei perturbatoare aplicate cu frecvenţa respectivă [7]. Reducerea esenţială a coeficientului de frecare prin vibraţii a pămînturilor şi materialelor similare este de altfel un fenomen general cunoscut, cu multe aplicaţii practice, ca : vibrarea sitelor la sortarea materialelor pulverulente, introducerea piloţilor prin vibrare, compactarea prin vibrare a pămînturilor necoezive, vibrarea betoanelor vîrtoase la turnare. De altfel, normele de proiectare prevăd reducerea valorii de calcul a unghiului de frecare interioară a terenurilor din apropierea fundaţiilor de maşini. Această puternică reducere a coeficientului de frecare la pămînturi în urma vibraţiilor este denumită, în unele lucrări de specialitate [7], [10],[11], cu termenul de ,,lichefiere''.

6. Ţinînd seama că funcţiile r_I şi ρ_I au fost alese, în mod acoperitor, independente de terenul de fundaţie şi de faptul că la frecvenţa fundamentală ele nu depind de lăţimea fundaţiei (deoarece aceasta poate fi considerată fără deplasări orizontale) apare plauzibilă generalizarea acestor funcţii pentru fundaţii de dimensiuni oarecare. Pornind de la considerentul că efectul de atenuare a vibraţiilor depinde de raportul dintre presiunea laterală a pămîntului ($\gamma . Lh^2$) şi forţele de inerţie corespunzătoare fundaţiei în mişcare, care sînt proporţionale cu greutatea fundaţiei (Q_F) se propun formulele :

$$r_I \approx 1 - th\left(2{,}5 \cdot \frac{\gamma\, L\, h^2}{Q_F}\right). \tag{8}$$

$$\rho_I \approx 1 + 1{,}25 \cdot th\left(2{,}5 \cdot \frac{\gamma\, L\, h^2}{Q_F}\right). \tag{9}$$

care pentru dimensiunile corpului de probă ($L = 0{,}25$ m ; $h = 0{,}35$ m ; $\gamma = 1800$ kg/m^3 ; $Q_F = 123{,}6$ kgf) reproduc formula (6), respectiv (7). Funcţia aleasă ,,*th*'' are pentru orice argument pozitiv semn pozitiv şi valori între 0 şi 1, ceea ce evită în calcul apariţia unor amplitudini negative evident imposibile.

7. Trebuie să precizăm că, în contradicţie cu cele arătate în această lucrare, toată literatura de specialitate cunoscută tratează problema oscilaţiilor orizontale ale fundaţiilor de maşini, în mod exclusiv, pe baza ipotezei fundaţiei neîngropate, deci cu neglijarea efectului umpluturii laterale. Pentru documentarea uşoară a cititorului asupra celor afirmate mai sus sînt date în anexă cîteva lucrări de specialitate, reprezentative, cu indicarea paginilor, figurilor şi formulelor corespunzătoare.

Singurele din lucrările cunoscute care menţionează efectul de amortizare al pămîntului lateral, însă efectuează totuşi toate calculele pe baza ipotezei fundaţiei neîngropate, sînt [1] (pag. 241, 242) şi [3] (pag. 418, fig. 224, 227). Lucrarea [4] (pag. 367—387, fig. 135—141) tratează amplu fenomenul invers, adică efectul de supraîncărcare dinamică a unui zid de sprijin în urma vibraţiilor transmise de la o fundaţie de maşină.

Menţionăn, de asemenea, că dacă efectul de amortizarea amplitudinilor orizontale de către umplutura laterală (concretizat în lucrarea de faţă prin formulele 6, 6′, 8) a fost, cel puţin calitativ, menţionat în unele lucrări precizate, efectul de schimbare a frecvenţelor proprii orizontale (concretizat în lucrarea de faţă prin formulele 7, 9), avînd repercusiuni tehnice şi economice probabil chiar mai mari decît plusul de amortizare, nu este nici măcar calitativ menţionat în literatură. De asemenea fenomenul lipsei de translaţie la baza fundaţiei nu apare în literatura de specialitate ; toate formulele menţionate în anexă cuprind ipoteza deplasării orizontale la bază (C_x = finit) cu revenire elastică. Este evident că introducerea în calcul a acestui fenomen are o influenţă simplificatoare şi conduce în acelaşi timp la formule mai apropiate de comportarea reală a fundaţiei.

3. CONSIDERAŢII TEHNICO-ECONOMICE PRIVIND INTRODUCEREA EFECTULUI UMPLUTURII LATERALE ÎN CALCULUL VIBRAŢIILOR ORIZONTALE

Pentru exemplificare se prezintă fundaţiile morilor de cărbune de la CET Craiova II.

Elementele tehnice cunoscute sînt :

Turaţia morii n_M = 680/min
Turaţia motorului n_m = 1 480/min
Greutatea morii Q_M = 185 t
Greutatea motorului Q_m = 10 t.

Se proiectează aceste fundaţii în două situaţii.

A/ Fundaţiile directe (8 buc.) pe teren nisipos cu σ_{adm} = = 2,5 kg/cm^2 (static.) Rezultă (conf. [6] pag. 106) σ_{adm} = (dinamic) $\approx 0{,}8 . 2 . 5 = 2{,}0$ kg/cm^2.

σ realizat = 1,7 kg/cm^2
h (calcul) = 6,5 m
b (mediu) = 4,5 m

Teren : nisip cu $C_z = 2{,}5 \ldots 5$ kg/cm^3

Frecvenţele proprii în sens vertical şi orizontal în rotaţii /min (conform [6] form. 2.19 ... 2,23 şi diagrama fig. 6.21) sînt :

$$n_V = 370 \ldots 520 ; \quad n_{HI} = 180 \ldots 310 ; \quad n_{HII} = 370 \ldots 800$$

Admiţînd calculul clasic şi comparînd n_{HII} cu turaţia morii (680), avînd

$$370 < 680 < 800$$

rezultă că fundaţia este la rezonanţă.

Notăm că, chiar în cazul utilizării complete a rezistenţei admisibile dinamice a terenului 2,0 kg/cm^2, soluţia subacordată nu ar putea evita rezonanţa, deoarece şi în acest caz, conform formulelor şi diagramei de mai sus, am avea :

$$n_{HII} = 350 < 680 < 780$$

B/ Fundaţiile aşezate pe radierul cazanului (16 buc.) prin intermediul unui strat de plută, au o înălţime medie de calcul $h = 3{,}2$ m. Caracteristicile maşinii sînt evident identice cu cele de la punctul A. Din motive de lipsă de gabarit liber nu s-au putut realiza fundaţii cu greutăţi de 5 ... 10 ori greutatea maşinii, conform recomandaţiilor din literatură [6] (pag. 199) şi numai cu o greutate a fundaţiei de rotund 280 t, care faţă de greutatea utilajului (195 t), evident, nu poate realiza cerinţele prescripţiei. Conform [6] (pag. 161— —162) caracteristicile elastice dinamice ale plutei naturale armate sînt următoarele (cu notaţiile uzuale din rezistenţa materialelor).

$E_d = 150 \ldots 250$ kg/cm^2
$G_d = 75 \ldots 100$,,
σ (admis) $= 3 \dfrac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ (conf. [5])
Q_F (greutatea totală a fundaţiei inclusiv echipamentul) = 475 t.
A (suprafaţa fundaţiei) = 35 m^2
b (lăţimea medie) = 3,5 m

Notînd cu ,,d'' grosimea stratului de plută, valoarea acesteia se obţine cu formulele clasice din literatură (pentru dimesnsiuni în : cm, kg, min.) :

$$n_V = 300 \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma \cdot d}} \; ; \quad d = \frac{E}{\sigma}\left(\frac{300}{n_V}\right)^2$$

Pentru a realiza o supraacordare verticală certă în concordanță cu normele aferente ar trebui să avem valoarea

$$n_V = 1{,}20 \times 1\,480 = 1\,800 \text{ min}^{-1}$$

realizată evident, la E_{min} (deci 150 kg/cm²)
și

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{(280\,000 + 195\,000) \text{ kg}}{350\,000 \text{ cm}^2} \simeq 1{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

În aceste condiții, grosimea maximă necesară a stratului de plută, pentru realizarea certă a supraacordării în sens vertical, este :

$$d \leqslant \frac{150}{1{,}4} \cdot \left(\frac{300}{1\,800}\right)^2 = 3 \text{ cm.}$$

Această soluție are două dezavantaje care o fac inadmisibilă.

— Conform literaturii ([5], [6]), straturile prea subțiri de plută sînt practic inoperante. Astfel [6] (pag. 162) arată că amortizarea unui strat de 3,3 cm de plută reprezintă practic jumătatea amortizării unei plăci de 6 cm, deci reducînd grosimea sub 3 cm amortizarea stratului de plută ar deveni insignifiantă.

— Conform [6] diagrama 6.21 frecvența proprie orizontală (cea joasă) ar rezulta, la dimensiunile fundației cu valorile :

$$n_{HI} \approx (0{,}35 \ldots 0{,}43) \cdot 1\,800 = 630 \ldots 770$$

Admițînd calculul clasic și comparînd n_{HI} cu turația morii (680)

$$630 < 680 < 770$$

rezultă că fundația este în rezonanță (de calcul).

Pentru a realiza o subacordare verticală certă în concordanță cu normele aferente ar trebui să avem valoarea

$$n_V = 0{,}80 \times 680 = 540 \text{ min}^{-1}$$

realizată, evident, la E_{max} (deci 250 kg/cm²) și σ_{max} (4 kg/cm²). Rezultă deci grosimea minim necesară a stratului de plută :

$$d \geqslant \frac{250}{3{,}0} \cdot \left(\frac{300}{540}\right)^2 = 25 \text{ cm.}$$

Or și această soluție, pe lîngă faptul că grosimile de plută de 25 cm (sau chiar mai mari) nu se pot realiza în practică (și ar fi și extrem de scumpe), conduce la rezonanță orizontală, deoarece conform diagramei 6.21 din [6] avînd :

$$n_{HII} = 540\,(1{,}09 \ldots 1{,}68) = 580 \ldots 900$$

rezultă rezonanță din cauza :

$$580 < 680 < 900.$$

Avînd în vedere inevitabilitatea rezonanței din calcul în condițiile date, s-a ales o soluție de acordaj mixt (l.d.) care, în mod evident, tot trebuie să conducă la o stare de rezonanță orizontală conform calculului clasic, însă avînd un strat gros de plută (12 cm) încă realizabil din punct de vedere tehnico-economic are în sine o amortizare bună și conform calculelor dezvoltate de noi mai sus conduce în prezența umpluturilor laterale la o situație de fapt admisibilă. Într-adevăr, în condițiile noastre, realizînd pe plută = = 1,8 — kg/cm² avem :

$$n_v = 300 \cdot \sqrt{\frac{150 \ldots 250}{1{,}8 \times 12}} = 800 \ldots 1\,040.$$

Rezonanța verticală este deci evitată, deoarece

$$680 < 800 \ldots 1\,040 < 1\,480$$

$$\frac{800}{680} = 1{,}18 \; (\simeq 1 + 20\%).$$

În sens orizontal, conform diagramei sus-menționate (deci conform calculului clasic) avînd :

$$n_{HI} \approx (0{,}35 \ldots 0{,}43) \cdot (800 \ldots 1\,040) = 280 \ldots 450$$
$$n_{HII} \approx (1{,}10 \ldots 1{,}7) \cdot (800 \ldots 1\,040) = 880 \ldots 1\,800$$

rezultă rezonanța de ordinul II, deoarece :

$$880 < 1\,480 < 1\,800.$$

Conform formulei (8) la umplutura completă ($\xi = 1$) vom avea rezonanță cu n_{HI} deoarece limitele

$$n_{HI} = \left[1 + 1{,}25\, th \left(2{,}5 \cdot \frac{2{,}0 \cdot 1\,0{,}0 \cdot 3{,}2^2}{475}\right)\right] (280 \cdot 440) = = 560 \ldots 880$$

cuprind turația morii de 680 min⁻¹.

Amplificatorul de rezonanță la această construcție, complet băgată în pămînt și așezată pe plută groasă, fiind $\eta \approx 5{,}0$ ([6]) greutatea părții rotative fiind $G_{\text{Rot}} = 20$ t, rezultă forța centrifugă (acoperitor față de DIN — 4024) aproximativ :

$$H = 2{,}0 \times 20 \times \frac{680}{3\,000} = \pm 9{,}0 \text{ t.}$$

Conform calculului fără efectul umpluturii laterale și considerînd că fundația are numai rotații în jurul tălpii de fundație, deplasarea maximă la partea superioară are valoarea

$$\delta_{\text{max}} = \frac{\eta\, Hh^2}{I \cdot \omega^2} = \frac{12\, \eta\, H}{\dfrac{Q}{g}\left(4 + \dfrac{b^2}{h^2}\right) \omega^2}.$$

Considerînd $g = 10$ m/s². ; $\omega \approx \dfrac{n}{10}$; rezultă :

$$\delta_{\text{max}} = \frac{12 \cdot \eta \cdot H}{\left(4 + \dfrac{b^2}{h^2}\right) \cdot \left(\dfrac{Q}{10}\right) \cdot \left(\dfrac{n}{10}\right)^2}.$$

Pentru cazul analizat

$$\frac{b}{h} = \frac{3{,}5}{3{,}2} = 1{,}094 \; ; \; Q = 475 \text{ t} \; ; \; n = 680 \frac{\text{rot.}}{\text{min.}}$$

se obține :

$$\delta_{\text{max}} = \frac{12.5.9}{(4 + 1{,}197) \cdot \dfrac{475}{10} \cdot \left(\dfrac{680}{10}\right)^2} = 470 \; \mu.$$

Conform [6] pag. 27 amplitudinile admisibile la fundații de mașini cu turația de 680 min.⁻¹ ar reieși la :

180 ... 360 microni.

Deci, conform calculului fără considerarea umpluturii, situația ar fi inadmisibilă și din punct de vedere al amplitudinilor, deoarece :

$$\delta_{\text{max}} = 470 \text{ microni} > 360.$$

În schimb, dacă considerăm efectul umpluturii laterale conform formulei (8) cu $\zeta = 1{,}0$, rezultă

$$\delta_{\text{max}} = 470 \cdot \left[1 - th \left(2{,}5 \cdot \frac{2{,}0 \cdot 10{,}0 \cdot 3{,}2^2}{475}\right)\right] \simeq 99 \; \mu < 180 \; \mu.$$

Deci amplitudinile sînt mai mici chiar decît limita admisibilă cea mai pretențioasă (180 μ).

În ceea ce privește fundațiile așezate direct pe teren, discutate la punctul A, avînd o greutate totală (fundație + mașină) de 1 095 t, precum am arătat mai sus, și acestea sînt în rezonanță din punct de vedere al calculului clasic cu turația 680 rot/min a morii.

Amplitudinile la această rezonanță calculate pe baza ipotezelor clasice de calcul, fără considerarea efectului umpluturii laterale, ar da, aproximativ :

$$\delta_{\text{max}} = \frac{5 \cdot 9{,}0 \cdot 2{,}68}{\left(\dfrac{1\,095}{10}\right) \cdot \left(\dfrac{680}{10}\right)^2} = 240 \; \mu.$$

Această valoare, conform celor arătate mai sus, este mai mare decît limita inferioară admisibilă. Deci şi aceste fundaţii sînt în stare inadmisibilă, din punct de vedere al calculului clasic, atît din punct de vedere al amplitudinilor, cît și al distanței față de rezonanță.

În schimb, dacă considerăm efectul umpluturii laterale conform formulei (8) cu $\xi = 1{,}0$ rezultă

$$\delta_{\max} = 240 \cdot \left[1 - th\left(2{,}5\,\frac{2{,}0 \cdot 10{,}0 \cdot 6{,}5^2}{1\,095}\right)\right] = 10\,\mu.$$

Deci amplitudinile sînt insignifiante, chiar în cazul în care sistemul ar fi efectiv în stare de rezonanță.

Avantajele economice aduse de considerarea în calcul a efectului umpluturii laterale reies din compararea costului acestor fundaţii, proiectate după metoda de calcul propusă în această lucrare, cu costul unor fundaţii pentru acelaşi echipament proiectate în aceeaşi situaţie, astfel ca să nu fie la rezonanţă şi să nu depăşească amplitudinile limită în ipotezele calculului clasic fără considerarea efectului umpluturii laterale.

Pentru fundaţiile aşezate direct pe teren (A) evitarea rezonanţei pe baza calculului clasic s-ar putea efectua ori prin supraacordare completă, ori prin subacordare completă (vezi l.d.).

Pentru a obţine o supraacordare completă ar trebui, conform datelor problemei şi diagramei sus-citate, să fie îndeplinită condiţia

$$1\,480 \cdot 1{,}2 \leqslant 0{,}4 \cdot 300 \cdot \sqrt{\frac{2{,}5 \ldots\ldots 5{,}0}{\sigma_t}}.$$

Explicitînd pe σ_t (presiunea pe teren), şi luînd, în mod obligatoriu, pentru C_z valoarea mai mică rezultă

$$\sigma_t \leqslant \left(\frac{0{,}4 \cdot 300}{1\,480 \cdot 1{,}2}\right)^2 \cdot 2{,}5 = 0{,}011\ \text{kg/cm}^2 = 0{,}11\ \text{t/m}^2$$

Avînd în vedere că suprafaţa maximă care ne stă la dispoziţie reprezintă rotund 100 m² (9,00×11,70) rezultă greutatea maximă admisibilă a sistemului (fundaţie + maşină) :

$$Q_{\max} = 0{,}11 \cdot 100 = 11\ \text{t}.$$

Deoarece numai greutatea echipamentului reprezintă deja 195 t este evident că soluţia de supraacordare (după calculul clasic) este nerealizabilă.

Faptul că o subacordare certă în acest caz este nerealizabilă s-a arătat la punctul A.

În consecinţă, după calculul clasic, fundaţiile directe ale acestor utilaje nu pot evita rezonanţa. Rezultă necesitatea introducerii unor straturi elastice cum ar fi pluta. Utilizarea plutei nu este posibilă deoarece, precum este uşor de văzut, utilizarea chiar a unui strat de 12 cm grosime (grosimea maximă uzuală) ar schimba frecvenţa proprie a sistemului cu numai cca. 10% faţă de frecvenţele proprii calculate la punctul A. Aceasta însă după calculul clasic nu ar putea scoate fundaţia din starea de rezonanţă.

Pentru eliminarea stării de rezonanţă de calcul nu rămîne decît utilizarea rezemării pe resorturi (arcuri). Pentru a respecta în limita posibilităţilor recomandarea ca greutatea fundaţiei să fie de cel puţin 5 ... 10 ... 20 ori greutatea echipamentului ([5] pag. 241, [6] pag. 198—199) va trebui să menţinem ca adîncime de fundare tot 6,5 m deoarece şi în această adîncime am realiza abia o greutate a fundaţiei de 900 t, deci abia de 4,6 ori (deci nici măcar de 5 ori) greutatea echipamentului, care este de 195 t.

Pentru a realiza interşanjabilitatea arcurilor ([5] pag. 86; [6] pag. 194), trebuie realizată şi o cuvă în jurul fundaţiei ale cărei dimensiuni trebuie să depăşească fundaţia cu cîte 50 cm pentru a face posibil accesul oamenilor care lucrează la schimbarea arcurilor eventual deteriorate. Avînd în vedere înălţimea mare a fundaţiei (cca. 6 m) şi dimensiunile în plan minim necesare (5,70×10,40) rezultă că pereţii cuvei vor forma un zid de sprijin de aceste dimensiuni şi în consecinţă, pentru a avea un procent de armare nu prea ridicat (cca. 60 kg/m³), aceşti pereţi vor trebui să aibă o grosime de cca. 35 cm.

Astfel volumul total de beton armat necesar ar fi :

$$V = 0{,}35 \times 2 \times [6{,}0 \times (10{,}40 + 5{,}70 + 4 \times 0{,}50 + 4 \times 0{,}35) + 0{,}50\,(10{,}40 + 5{,}70)] = 88\ \text{m}^3.$$

Armătura necesară la o armare medie de 60 kg/m³ rezultă :

$$88 \times 60 = 5\,280\ \text{kg}.$$

Pentru greutatea totală a fundaţiei directe (punctul A)

bloc b.a. = 900 t
echipament = 195 t

Total 1 095 t

conform ,,Proiect tip suporturi, suspensii, prinderi'' elaborat de ISPE (comanda 3168, planşa S — 037, blocuri cu greutate de 120 kg avînd fiecare cîte două resorturi de cîte 3,36 t sarcină admisibilă), presupunînd un coeficient dinamic de cca. 1,2 — ar fi necesare :

$$\frac{1\,095\,.\,1{,}2}{2 \cdot 3{,}36} = 195\ \text{blocuri de arcuri cărora le corespunde o}$$

greutate de oţel de 195.120 = 23 500 kg.

Pentru rezemarea pe arcuri a fundaţiilor de mori aşezate pe fundaţia cazanului (vezi punctul B) în condiţii admisibile din punct de vedere al calculului clasic, — avînd în vedere că inevitabilitatea rezonanţei de calcul (clasic) la rezemare pe plută am demonstrat-o la prezentarea de mai sus a fundaţiei efectiv proiectate, — ar fi nevoie, în mod analog cu cele arătate la fundaţiile cu rezemare directă, tot de o cuvă care să asigure vizitabilitatea, şi evident de cutiile respective cu arcuri.

Dimensiunile minime în plan ale fundaţiei sînt aceleaşi ca mai sus (10,40×5,70), iar adîncimea sub cota ± 0 egală cu 2,65 m.

La această înălţime a zidului de sprijin, menţinîndu-se acelaşi coeficient de armare (cca. 60 kg/m³) va fi suficient şi un perete de beton armat de cca. 25 cm încastrat în blocul fundaţiei cazanului, de unde volumul de beton armat necesar în cuvă este :

$$V = 0{,}35 \cdot 2 \cdot 2{,}65 \cdot (10{,}40 + 5{,}70 + 4 \cdot 0{,}50 + 4 \cdot 0{,}25) = 36\ \text{m}^3.$$

Armătura necesară la o armare medie de 60 kg/m³ rezultă

$$36 \cdot 60 = 2\,160\ \text{kg}.$$

Pentru greutatea totală a unei fundaţii de :

bloc b.a.	280 t
echipament	195 t
Total	475 t

conform aceluiaşi proiect tip ISPE şi după calculele similare, numărul necesar de cutii cu arcuri fiind

$$\frac{475 \cdot 1{,}2}{2 \cdot 3{,}36} = 86\ \text{buc.}$$

rezultă cantitatea

$$86 \cdot 120 = 10\,400\ \text{kg}$$

de oţel necesar pentru o fundaţie.

Cantităţile totale la cele două tipuri de fundaţii (8 buc. tip A şi 16 buc. tip B, articolele conform normelor de deviz în vigoare) :

(CA 22.02) beton armat B 150 = 8×88 + 16×36
= m³1 290
(CCl) oţel beton OL 38 = 8×5 280 + 16×2 160
= kg 77 000
(M7 F3a) Cutii cu arcuri pentru suport = 8×23 500 + 16×10 400
= kg 353 000
(CB 10 a) Cofraje = 1 290×2 : 0,30
= m² 8 500

Conform preţurilor din devizul ISPE—C—25—66 din septembrie 1966, pentru o fundaţie de pompă pe arcuri la CET

Grozăveşti, costul acestor lucrări suplimentare pentru evitarea rezonanţei de calcul (clasic) ar reieşi la :

CA 22.a.2 = m^3 1290 × 156,90 lei/m^3 = lei 204 000
CC = kg 77 000 × 3,23 lei/kg = lei 250 000
M7 F 3 a (incl. montaj) = kg 353 000 × 11,40 lei/kg = lei 4 030 000
C B 10 a = m^2 8500 × 9,99 lei/m^2 = lei 85 000

Total I . . . . lei 4 569 000

Devizul sus-menţionat are între totalul III (valoarea totală a investiţiei) şi totalul I — evaluat ca în cazul nostru — raportul 1,25. Deoarece lucrările sînt absolut analoge alegînd acelaşi raport, se obţine pentru costul total al măsurilor ipotetice de evitarea rezonanţei la fundaţiile considerate suma de 1,25 × 4 568 000 = 5 700 000 lei.

Este de notat că în caz de proiectare efectivă nu se utilizează capacitatea totală de rezistenţă a arcurilor şi se introduc arcuri suplimentare ca măsură de siguranţă pentru evitarea ruperii unora din ele, ceea ce ar conduce la întreruperi de funcţionare a morii. Rezultă de aici o diferenţă de cost şi mai mare în defavoarea soluţiei cu rezemări pe arcuri pe baza calculului clasic şi deci economii mai mari în favoarea calculului care ţine seama de umpluturile laterale. Un alt avantaj al soluţiei propuse, respectiv dezavantaj al rezemării pe arcuri, ar fi timpul necesar, evident, mult mai mare pentru procurarea şi montarea cutiilor şi arcurilor. Acest avantaj, deşi nu poate fi exprimat în bani, totuşi poate să fie destul de important.

Menţionăm de asemenea că în cazul cînd soluţiile de comparaţie (arcuri) ar fi respectat cerinţele de greutate minimă date în literatură [5], [6] economiile prin aplicarea procedeului de calcul propus ar fi fost şi mai mari.

Trebuie să precizăm că soluţia cu resorturi, singura posibilă în baza calculului clasic pentru cazul real exemplificat, nu reprezintă o simplă experienţă mintală care să servească pentru stabilirea unei comparaţii de cost, ci o soluţie efectiv realizată pentru mori identice, aplicată la centrala electrică Frimmersdorf (RFG) în condiţii de fundare similare cu cele din cazul analizat, deşi în RFG costul fundaţiilor pe arcuri este şi mai mare decît la noi ([5] pag. 85).

În ceea ce priveşte eventuala obiecţie constînd în afirmaţia că calculul clasic lasă rezerve de stabilitate importante sistemului, trebuie să arătăm că conform celor arătate (vezi formula 6) aceste rezerve sînt într-adevăr prea mari, deci nu mai reprezintă rezerve în sensul obişnuit al cuvîntului, ci calcule neconforme cu datele efective ale problemelor respective, ducînd la supradimensionări şi în consecinţă la costuri suplimentare nejustificate (în cazul exemplificat mergînd pînă la 200 %).

4. CONCLUZII

1. Deoarece parametrul principal care caracterizează reacţiunea dinamică a pămîntului (C_z) trebuie luat cu două valori extreme, ajungem la un interval relativ larg în care este posibil pericolul de rezonanţă. Acest fapt nu este numai o recomandare a literaturii de specialitate, ci o prevedere care a fost introdusă şi în anumite norme (TU—60—49). De altfel, oportunitatea calculelor făcute pentru două situaţii extreme — date fiind incertitudinile asupra valorii numerice a coeficientului C_z — a fost constatată şi de ing. T. Gereb, cu ocazia scoaterii din rezonanţă a unei fundaţii de maşini calculată numai pentru o singură valoare. Mai considerăm util ca la calculul fundaţiilor de maşini să fie aplicată prescripţia din Normativul pentru calculul construcţiilor la stări limită, care prevede ca valoarea de calcul a greutăţilor permanente ale elementelor să se facă pentru două valori extreme 1 ± 10 %.

2. Umpluturile laterale la fundaţii masive au ca efect o atenuare importantă a amplitudinilor orizontale şi o creştere a frecvenţelor proprii faţă de situaţia fundaţiilor neîngropate. Luarea lor în considerare conduce la soluţii sigure din punct de vedere al comportării dinamice, chiar în condiţiile intervalului mare al pericolului de rezonanţă datorită valorilor incerte ale coeficienţilor de pat şi în acelaşi timp economice.

3. Frecvenţa fundamentală orizontală poate fi calculată în situaţia lipsei deplasărilor orizontale la bază. Dacă la calculul clasic (vezi de ex. [6] pag. 41—42, fig. 23, formulele 2.32—2.36) se adaugă efectul umpluturilor laterale după formula (8), se obţine o soluţie conformă cu realitatea, verificată — considerăm suficient, — atît prin modelul experimental, cît şi mai ales prin fundaţiile reale proiectate şi executate, care se comportă bine.

Este de menţionat că calculul clasic, utilizat pînă acum, deşi de circulaţie absolut internaţională, mai ales de cînd lucrările [6] (pag. 55) şi [12] au demonstrat că cele două forme ale acestui calcul clasic denumite metoda sovietică şi metoda germană sînt practic echivalente, totuşi această metodă nu este prevăzută ca prescripţie de calcul în vreo normă sau normativ, astfel că înlocuirea calculului clasic cu un alt procedeu, cum ar fi cel propus de noi, nu ar implica modificarea unor prescripţii oficiale.

4. Măsurătorile efectuate au condus la concluzia că umpluturile din pămînt coeziv provoacă cam aceleaşi modificări ale oscilaţiilor fundaţiei ca şi pămînturile necoezive.

Totuşi, avînd în vedere pericolul compactării în timp a umpluturilor laterale coezive, apare pericolul ca această umplutură laterală coezivă să piardă după un timp contactul cu fundaţia, deci şi efectul de atenuare a oscilaţiilor laterale pentru amplitudini foarte mici (de ordinul sutimilor de milimetru cum sînt în realitate) să dispară.

Apare deci oportun de a prevedea în imediata vecinătate a fundaţiei un strat de umplutură necoezivă (de preferinţă balast) de cca. 1 metru grosime, conform experienţei noastre, pe tot perimetrul lateral şi adîncimea fundaţiei. Această umplutură necoezivă (balast) relativ insensibilă la udare, asigură cu probabilitate bună, un contact lateral de durată cu fundaţia şi deci o atenuare sigură a oscilaţiilor orizontale.

Executarea fundaţiilor cu fruct (mai mare la bază) măreşte certitudinea privind contactul permanent al umpluturii cu fundaţia.

Faţă de economiile mai mult decît substanţiale obţinute cu procedeul de calcul propus de noi, micul plus de cost apărut în urma prevederii umpluturilor (cca. 3 % din valoarea economiilor) este neînsemnat.

Menţionăm că în afara celor 35 fundaţii sus-menţionate proiectate în prealabil de ing. T. Gereb cu considerarea efectului umpluturilor laterale de pămînt şi a celor 24 de fundaţii de mori ale căror condiţii de proiectare au fost utilizate ca exemple de calcul şi comparaţie în prezenta lucrare, s-au mai proiectat ulterior în ISPE un număr considerabil de fundaţii de maşini pe baza principiilor dezvoltate mai sus. Proiectele respective au dus, de asemenea, la economii considerabile.

Este interesant de relevat că economia totală de investiţii de 5 700 000 lei rezultă în mod preponderent din economii de oţel laminat însumînd 430 t, din care 353 t plăci şi arcuri.

Anexa

privind lucrările reprezentative care calculează fundaţiile de maşini în ipoteza fundaţie neîngropată (calcul clasic) :

[1] pag. 225—238 Fig. 125—134; Form. 246—300.
[2] pag. 452—459 Fig. 21—24/XVIII; Form. 17—29/XVIII.
[3] pag. 417—429 Fig. 225—226; Form. (1) — (16)/IX.
[5] pag. 55—66 Fig. 40—49; Form. 130—173.
[5] pag. 98—106 Fig. 79—88; Form. 248—271.
[5] pag. 242—255 Fig. 224—239; Form. 374—405.
[6] pag. 38—84 Fig. 2.1—2.31; Form. 2.15—2,157.
[6] pag. 200—204 Fig. 6.21—6.26; Formulele nenumerotate de pe aceste pagini.
[7] pag. 73—80 Fig. 2.68—2.75; Form. (2.11)—(2.114).
[8] pag. 58—157 Fig. 53—163; Form. 74—147
[12] Toată lucrarea.

Bibliografie

[1] Dr. Ing. Dr. Tech. Wiss A. Major : *Berechnung und Planung von Maschinen und Turbinenfundamenten*. Berlin, 1961.
[2] H. Lehr : *Fundaţii*. vol. I. Buc. 1951.
[3] Ponomariov şi alţii : *Calculul de rezistenţă în construcţia de maşini*. vol. III 1964, Buc. Traducere din limba rusă.
[4] Snitko : *Dinamica construcţiilor*. Buc. 1962. Traducere din lb. rusă.
[5] E. Rausch : *Maschinenfundamente*. Düsseldorf, 1959
[6] Gh. Buzdugan şi alţii. *Fundatii de maşini*. Bucuresti, 1958.
[7] Dr. Ing. H. Lorenz : *Grundbau — Dinamyk*. Berlin, 1960.
[8] N. Ganea : Fundaţii de maşini. Buc. 1951.
[9] Dr. K. Széchy : *Alapozàsi hibàk*. ed. II. Budapesta, 1963.
[10] W. Heukelom : *Über die mechanischen Elemente die die steifigkeit von Strassenkonstruktionen beherrschen*. Amsterdam, 1957.
[11] Mogami Kubo : *The behaviour of soil during vibration*. Zürich, 1953.
[12] Gh. Buzdugan : *Comparaţie între metodele de calcul pentru frecvenţe proprii ale fundaţiilor maşive de maşini*. Studii şi cercetări de mec. aplicată, tom. VIII. Buc., 1957.

Factori de care depinde introducerea unor pachetizări valabile pe întregul circuit pentru materialele de zidărie

Ing. S. Şuler, ing. R. Gertler

INCERC

CARACTERIZAREA SITUAŢIEI EXISTENTE ÎN REPUBLICA SOCIALISTĂ ROMÂNIA ÎN CE PRIVEŞTE MATERIALELE DE MASĂ ÎN BUCĂŢI (CĂRĂMIZI, BLOCURI ŞI PLĂCI TERMOIZOLATOARE)

Materialele în bucăţi mici pentru zidării şi termoizolaţii vor reprezenta în 1970 circa 3 250 mii tone. Ţinînd seamă că circa 40% se aprovizionează din surse îndepărtate, pe calea ferată, iar restul din surse locale, cu autovehicule, rezultă că — dacă s-ar păstra condiţiile actuale — cel puţin 5 000 muncitori ar fi puşi să lucreze în anul 1970 pe şantierele de construcţii, numai pentru manipularea acestor materiale. Introducerea unor metode raţionale de mecanizare deschide perspectiva de a reduce consumul specific de manoperă la circa 20%, ceea ce ar însemna că există posibilitatea de a elibera, spre exemplu la nivelul anului 1970, cel puţin 4 000 muncitori din aceste munci necalificate.

Alături de posibilităţile de creştere a productivităţii muncii, problemele de păstrare a integrităţii calitative şi cantitative a produselor în cursul activităţilor de transport şi manipulare prezintă de asemenea o importanţă care nu poate fi neglijată şi care va fi evidenţiată în cele ce urmează.

În ultimii 14 ani (din anul 1952), în ţara noastră s-au făcut diferite încercări de raţionalizare a transportului şi manipulării cărămizilor.

S-a început cu conteinere, s-a continuat apoi cu pachete libere şi pe palete (în 1961 la INCERC şi în anii următori la Călăraşi, Timişoara etc.) şi recent s-a încercat folosirea unor pachete balotate (1966, INCERC—MIC, Trustul 1 Bucureşti).

Se poate spune că toate aceste metode au fost abandonate înainte de a se trece la vreo generalizare a lor. Nu se include în această apreciere metoda pachetelor balotate, deoarece prima etapă de încercări s-a făcut de prea puţin timp, iar o altă etapă mai extinsă este în curs de pregătire, după cum se va detalia mai jos.

Ar fi o greşală să se treacă peste aceste eşecuri, de-a lungul unei perioade atît de lungi, fără a căuta cauzele şi a trage unele învăţăminte.

ASPECTE LEGATE DE DEGRADĂRILE MATERIALELOR

În regulamentul republican, care stabileşte relaţiile dintre furnizor — cărăuş — beneficiar, se precizează că responsabilitatea pentru orice degradare a materialelor, care provine din defecţiuni de ambalare, de încărcare şi fixare pe mijloacele de transport, revine în exclusivitate furnizorului.

Totuşi, şantierele se găsesc adeseori în situaţia de a constata, în momentul descărcării din mijloacele de transport, că degradările ating procente foarte mari. Aşa de exemplu, la unele sondaje, INCERC a găsit că pînă la 27% din cărămida primită este degradată. După cum se poate constata din tabela 1, situaţia finală la produse din beton celular autoclavizat poate deveni cu mult mai gravă, întrucît dacă, în condiţii de bună gospodărire în depozite, degradările abnorme sînt tot în jur de 27%, în condiţii de proastă gospodărire, acestea depăşesc 70%.

Cu toate acestea şantierele nu au făcut uz de prevederile regulamentului mai sus amintit.

Pe baza acestei constatări, urmează să ne îndreptăm atenţia în două direcţii. Pe de o parte să găsim explicaţiile faptului că constructorul nu reacţionează, iar pe de altă parte să ne imaginăm ce ar rezulta dacă constructorul ar prezenta astfel de litigii în faţa comisiilor de arbitraj.

A găsi explicaţii obiective pentru atitudinea tolerantă a constructorului, nu este greu.

STAS 761—60, care reglementează modul de executare a zidăriilor, admite ca în lucrare să se introducă pînă la 15% cărămizi sparte. Ne punem întrebarea care diriginte de lu-

Tabela 1

Ponderea degradărilor abnorme la plăci termoizolante din beton celular autoclavizat de 12,3 cm grosime, defalcată pe surse

Nr crt.	Sursa degradărilor	În condiţii de bună gospodărire a depozitelor					Surplusuri la proasta gospodărire a depozitelor			TOTAL GENERAL (în condiţii de proastă gospodărire a depozitelor)
		adîncituri suprafaţă	ştirbituri colţuri	ştirbituri muchii	rupturi	total	ciobituri colţuri	ciobituri muchii şi rupturi	total	
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	În fabrică	2,00	4,00	11,2	1,4	18,6	—	—	—	18,6
2	Transportul pe calea ferată	—	—	0,3	0,2	0,5	—	—	—	0,5
3	Descărcarea din vagoane şi stivuirea în depozitul de cale ferată	—	0,75	0,2	0,1	1,05	1,5	22,0	23,5	24,55
4	Încărcarea în auto	—	0,75	0,1	0,1	0,95	—	—	—	0,95
5	Transportul auto	—	—	3,2	0,2	3,4	—	—	—	3,4
6	Descărcarea din auto şi stivuirea în depozitul la obiect	—	0,75	0,1	0,1	0,95	1,5	22,0	23,5	24,45
7	Încărcarea în conteinerul de ridicare pe obiect	—	0,75	0,2	0,2	1,15	—	—	—	1,15
8	TOTAL	2,00	7,00	15,3	2,3	26,60	3,0	44,0	47,0	73,60

crare va împinge exigenţele atît de departe încît să constate dacă în realitate nu s-a depăşit cumva această cifră, ajungîndu-se, spre exemplu, la 25 %?

Iată de ce constructorul, ca de altfel şi organele de control, fac o deosebire fundamentală între degradările abnorme înregistrate şi pierderile propriu-zise.

În aceste condiţii nu ne poate surprinde faptul că Ordinul MIC nr. 712/28.09.1966, privind coeficienţii admisibili de pierderi la materiale în procesul de aprovizionare, prevede pierderi de numai 1,8 % la cărămizile pline şi de 2,7 % la cărămizile eficiente. Restul degradărilor abnorme s-au transformat în deprecieri ascunse ale construcţiilor.

Din acest punct de vedere, prevederile din normele de deviz au fost mai largi, întrucît confruntîndu-le cu consumurile de cărămidă la executarea unor zidării în condiţii de perfectă respectare a prevederilor STAS 760—54, rezultă că s-au inclus în norme pierderi de circa 5,9 % la cărămizile pline şi circa 6,1 % la cărămizile eficiente.

Nu dispunem de date care să arate în ce măsură aceste deprecieri ascunse ale zidăriilor, prin folosirea excesivă a spărturilor de cărămida, pot prezenta pericole reale pentru construcţii.

Extinderea acestei mentalităţi asupra produselor din beton celular autoclavizat prezintă însă în mod cert, după relatările specialiştilor, reale neajunsuri, atît asupra elementelor de rezistenţă, cît şi asupra celor de izolaţie.

Dacă se mai ia în consideraţie şi faptul că normele de deviz plătesc constructorului consumuri de manoperă şi de mortar corespunzătoare introducerii în zidărie a unui volum de 15 % spărturi de cărămidă (fenomen evitabil) devine complet explicabilă atitudinea îngăduitoare a constructorului în faţa degradării materialelor de zidărie şi de izolaţie.

Sub această lumină, atunci cînd se constată, spre exemplu, că în R.F.G. se admite că la manipularea manuală a cărămizilor nepachetizate apar pierderi ce variază între 5—10 %, nu putem trage din aceasta concluzia că gospodărirea acestor materiale se face acolo mai prost decît la noi, ci mai degrabă că exigenţele faţă de calitatea lucrărilor de acest gen sînt ceva mai mari.

Şi acum cîteva consideraţii asupra situaţiei ce ar rezulta în cazul în care constructorul s-ar prevala de prevederile regulamentului la HCM 941/1959 mai sus menţionat şi ar acţiona în litigiu furnizorul asupra degradărilor pe care le constată la primirea materialului.

Ca prim efect, apare logic că furnizorul va trebui să bonifice cantitatea de produse degradate. În continuare va încerca să îmbunătăţească produsul (lucru care, după toate probabilităţile, a constituit o preocupare continuă); dacă nu va reuşi, va fi pus în situaţia, fie de a cere o schimbare a preţului de livrare (alcătuit în condiţiile de calitate cunoscute), pentru a suporta bonificările, fie va recurge la pachetizare, care va fi de asemenea însoţită de solicitarea unei schimbări de preţuri. Organele de conducere ar lua o decizie în faţa acestor alternative, pe baza unor calcule economice de genul celor despre care se va vorbi în articolul de faţă.

S-ar ajunge în orice caz pe această cale la originea defecţiunilor. A lansa pe piaţă un produs despre care producătorul ştie de la bun început că va ajunge la locul de punere în operă, cu degradări atingînd 20 % din volum (cum a fost cazul cu produsele BCA-Doiceşti), constituie în orice caz o anomalie care trebuie să fie combătută, urmărind precizarea responsabilităţilor. Căci în măsura în care nu se asigură condiţii pentru constructor de a putea fi exigent cu organele care efectuează manipulările, acestea nu pot fi trase la răspundere.

COLABORARE NECESARĂ ÎNTRE CONSTRUCTORI ŞI PRODUCĂTORI

Literatura abundentă, ce apare an de an asupra acestui subiect, consemnează, ca o orientare generală în ţările occidentale, faptul că orice raţionalizare apărută în domeniul pachetizării materialelor de zidărie a aparţinut producătorilor, chiar cînd aceştia au fost forţaţi la unele sacrificii, cum era de pildă neplata sau nereturnarea paletelor.

În ţara noastră, iniţiativele au aparţinut în mod exclusiv constructorului. Acesta, stimulat mai degrabă de considerente de mărire a productivităţii muncii decît de considerente de păstrare a calităţii, a căutat în primul rînd să raţionalizeze ridicarea la obiect (unde vrînd-nevrînd trebuia să se opereze o pachetizare), încercînd apoi să extindă raţionalizarea, fie pînă în depozitul de cale ferată, fie pînă în fabrică, atunci cînd aceasta se găsea în apropiere. În primul caz, constructorul era pus să realizeze o raţionalizare parţială, cu materiale gata degradate. În al doilea caz, constructorul trebuia să-şi deplaseze la fabrică muncitorii şi macaralele sale proprii, cu consecinţe nefaste asupra coeficienţilor de folosire ce puteau fi atinşi în astfel de situaţii.

Această cauză de nereuşită ca şi cea precedentă, tinde să pună în evidenţă faptul că o reuşită în raţionalizarea transportului şi manipulării materialelor în bucăţi nu poate fi concepută fără contribuţia activă a furnizorului.

RESTRICŢII ORGANIZATORICE PE CARE LE IMPUNE PACHETIZAREA

Constructorii care au împins pachetizarea pînă în depozitul de cale ferată sau pînă la fabrica locală, nu şi-au putut permite să mobilizeze pentru acest scop mai mult decît o macara Pioner. Astfel, trebuiau să consume cel puţin 0,2 h/t pentru pachetizare şi 0,36 h/t pentru încărcare, ceea ce echivala cu o încărcare manuală; rămînea să se compenseze costurile macaralei din economiile de manipulare de la obiect. În plus, condiţiile de deservire în depozit ale unei macarale Pioner sînt necorespunzătoare (o lăţime de depozit sub 2 m).

Apare, în sfîrşit, rolul pe care îl joacă însuşi specificul metodei folosite, asupra reuşitei sale.

În această problemă se verifică într-un mod evident principiul conturat în ultimii ani în alte ţări şi prin care se arată că, pentru a avea şanse de generalizare, o maşină sau o metodă care solicită muncitori necalificaţi trebuie să fie „narrensicher". Sensul acestei expresii este: „sigură în orice condiţii de deservire".

Există metode — şi cele încercate pînă acum în Republica Socialistă România pentru pachetizarea cărămizilor s-au situat printre acestea — care, aplicate cu pricepere, îngrijire şi bunăvoinţă, dau bune rezultate. Dar astfel de însuşiri concordă cu un anumit grad de calificare, fapt cîteodată neglijat. Nu este exclus ca acele metode abandonate să fi avut o altă soartă, dacă cei care erau chemaţi să le aplice ar fi fost calificaţi în modul potrivit pentru această muncă şi ar fi fost încadraţi corespunzător.

ÎN CE MĂSURĂ POATE FI ECONOMICĂ PACHETIZAREA MATERIALELOR ÎN BUCĂŢI

Atît la noi în ţară cît şi în alte ţări s-au făcut calcule care demonstrau economicitatea numeroaselor metode ce şi-au făcut drum de-a lungul anilor. În tabela 2 se dau, într-o ordonare sintetică, rezultatele finale ale unei astfel de analize efectuate în R.F.G. şi apărute în nr. 16/1966 din Ziegelindustrie [1].

Pentru a simplifica cît mai mult raţionamentele, s-a ales dintre aceste metode — pentru analiza economică în condiţiile din Republica Socialistă România — numai aceea care răspunde în mai mare măsură principiului „sigur în orice condiţii de deservire", fiind în consecinţă şi dintre cele mai scumpe (metoda pachetelor balotate). Dacă această metodă se va dovedi economică, înseamnă că celelalte metode vor fi cu atît mai economice.

În tabela 3 se prezintă date economice privind pachetizarea prin balotare, în condiţiile ţării noastre, pentru cărămizi eficiente de 88 × 115 × 240 mm. Se observă că, faţă de manipularea manuală (108 lei/mia buc.), manipularea în pachete balotate revine la 35,70 + 44,50 = 80,20 lei/mia buc., adică la circa 74 % din costul manevrării manuale. Această reducere apare foarte apropiată de calculele din R.F.G., unde costurile manipulării în pachete balotate (poz. 3 din tabela 6/2) reprezintă 72 % din costurile variantei manuale.

Atunci cînd, folosind una dintre cele mai costisitoare metode de pachetizare cum este balotarea, se poate trage concluzia că preţul total de revenire al materialului poate scădea cu cel puţin 10 %, iar consumul de manoperă pentru manipulări se poate reduce cu circa 80 %, este greu să se mai pună la îndoială eficienţa economică a pachetizării acestor materiale.

Pentru a obţine astfel de rezultate este necesar însă ca furnizorul să facă cheltuieli suplimentare. Fără o compensare a acestor cheltuieli, producătorul nu va fi în situaţia de a aduce vreo schimbare în actuala stare de lucruri.

Tabela 2

Date economice de sinteză pentru diferite soluții de transport și manipulare a cărămizilor (prelucrare după articolul scris de L. Foertig în revista ,,Die Ziegelindustrie — R.F.G. — nr. 16/1966)

	Date de caracterizare a soluțiilor					Valori				
	Natura cărămizilor	Felul cuptorului	Felul pachetului	Modul de manipulare (încărcare-descărcare)		Costuri de manipulare și transport auto (DM)		Cota de pierdere prin spargere %	Consum de manoperă pt. manipulări (min/1000 buc.)	
				la fabrică	pe șantier	DM/1000 buc.	% față de poz. 1		În fabrică (incl. sortare, pregătire pachete etc.).	pe șantier
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Cărămizi normale	circular	vrac	manual	basculare autostivuire manuală	51,09	100,0	5—10	70	120
2			liber		manual	40,58	79,8	5—10	20	120
3		tunel	balotat cu inst. semiautomată	autostivuitor	mînă hidraulică	36,73	72,0	0	52	6
4			balotat cu inst. complet automată			35,52	69,6	0	22	6
5		circular	pe paletă			31,58	62,0	0	44	6
6			liber, Hulo	mînă hidraulică		31,48	61,6	0	44	6
7		tunel	pe palete	autostivuitor		29,18	57,1	0	20	6
8			liber, Hulo	mînă hidraulică		28,93	56,7	0	19	6
9		circular	liber, manevrat cu graifer			28,73	56,2	0	44	6
10			liber, manevrat cu graifer			26,33	51,5	0	20	6
11	Cărămizi aparente	tunel	liber	autostivuitor	manual	64,22	126,0	2—3	103	150
12			balotat cu inst. semiautomată		mînă hidraulică	45,57	89,2	1	116	6
13			balotat cu inst. complet automată			41,25	81,0	1	103	6
14			liber, Hulo			41,13	80,5	1	103	6

CARACTERIZAREA PRINCIPALELOR PROCEDEE DE PACHETIZARE A MATERIALELOR DE ZIDĂRIE FOLOSITE ÎN ALTE ȚĂRI

Preocuparea pentru pachetizarea materialelor de zidărie există în numeroase țări, atît din sistemul socialist, cît și din occident. A fost trecută în revistă o mare diversitate de soluții a căror apreciere, fără o cunoaștere aprofundată a specificului lor, este greu de făcut.

Pentru a putea realiza o sinteză pe baze de fundamentare acceptabile, s-au luat în considerare, în mod special, lucrările de cercetare elaborate de trei institute de cercetări (Institutul de cercetări pentru ceramică Essen, din R.F.G. [1], Institutul științific pentru organizarea șantierelor Stuttgart, din R.F.G. [2, 3] și Institutul pentru zidării New England din S.U.A. [4]).

O primă constatare fundamentală privește faptul că s-a generalizat orientarea de a folosi numai pachete mari, manipulate mecanizat, cu tendința ca acestea să poată fi desfăcute în pachete mici, manevrabile cu cărucioarele, numai la obiect, sau sus, cînd se dispune de macarale cu braț, sau jos, cînd se dispune de macarale fără braț. Pe restul circuitului, fie că este numai rutier sau și feroviar, pachetele mici nu suportă în mod acceptabil condițiile de transport, conducînd totodată la reduceri nesemnificative de manoperă la manipulări.

În condițiile de mai sus s-au reținut pentru discuție 6 procedee de pachetizare (fig. 1), dintre care 2 pe pachete cu și fără balotizare (fig. 2—3), iar 4 procedee de pachete libere (unul balotizat — figura 4 a, b, c — iar 3 complet libere).

Pachetele balotate sînt formate din 3—5 subpachete de cîte 50 — 100 cărămizi fiecare, cu balotare proprie, solidarizate prin colțare de carton într-un singur pachet (sistem multipac). Diviziunea în subpachete pentru manipularea cu cărucioare se face prin tăierea colțarelor de carton.

Cele 3 procedee de pachete complet libere se diferențiază prin modul de apucare la manipulări și anume :

— apucare cu graifărul a rîndului de jos al pachetului (fig. 5) ;

— apucare cu o furcă specială a unor picioare de cărămidă ce fac parte din pachet (fig. 6) ; furca are tampoane care exercită o presiune asupra acestor picioare de cărămidă (sistemul Hulo) ;

— apucare cu o furcă specială cu mai mulți dinți ce se introduc în dreptul rosturilor, astfel că sprijină capetele cărămizilor din rîndul de jos ; pentru a permite pătrunderea furcii, pachetele se așează pe grătare din rigle de lemn (fig. 7 a, b, c).

În schema 1 se prezintă specificul fiecăruia dintre cele 6 procedee. Se face totodată o analiză a servituților generale și particulare pe care aceste procedee le impun, atît la furnizor, cît și la constructor.

Tabela 3

Aspecte economice ale pachetizării prin balotarea cărămizilor eficiente de 88×115×240 mm (estimări făcute în urma experimentărilor)

Nr. crt.	Natura datelor	Unitatea de măsură	Valori
	I. Probleme privind fabricile de cărămizi		
1	Consumuri unitare de bandă de oţel	kg/mia buc	3,85
2	Indici de investiţii		
	— pentru instalaţii manuale de balotat	lei/mia buc	0,40
	— pentru automacarale de 3 tone	prod. anuală	40,50
3	Costurile balotării	lei/mia buc	35,70
4	Economii de manoperă în fabrică	h/mia buc	0,42
	II. Probleme privind şantierele de construcţii		
1	Preţul de revenire al cărămizilor, loco depozitul de obiect, inclusiv cheltuieli indirecte, conform reglementărilor existente	lei/mia buc.	528,50
2	Costul de revenire al manipulărilor tradiţionale de la c.f. pînă la obiect — cu sarcini indirecte (exclusiv cota-parte a macaralei de ridicare)	lei/mia buc.	108,00
3	Costul de revenire la manipularea mecanizată a pachetelor de 3×47 =141 buc. cărămizi (în condiţiile de la pct. 2)	lei/mia buc.	44,50
4	Economii rezultate din simplificarea manipulărilor (poz. II. 2 — poz. II.3)	lei/mia buc.	63,50
5	Majorarea preţului de livrare a pachetelor (poz. I.3)	lei/mia buc.	35,70
6	Economii nete rezultate din simplificarea manipulărilor (poz. II. 4 — poz. II. 5)	lei/mia buc.	27,80
7	Economii procentuale, raportate la preţul de revenire a cărămizilor loco depozitul de obiect (100 × poz. II. 6/poz.II.1)	%	5,40
8	Economii rezultate din înlăturarea completă a pierderilor, stabilite prin diferenţa între consumurile normate şi cele prevăzute prin STAS	%	5,60
9	Total economii procentuale (poz. II. 7+8)	%	11
10	Cantităţi de bandă de oţel ce pot fi folosite pe şantier pentru armări uşoare de pardoseli, trotuare etc.	kg/mia buc.	3,85
11	Consumul de manoperă la manipularea tradiţională (aprovizionare pe c.f.)	h/t	3,97
12	Consumul de manoperă la manipularea mecanizată, în pachete	h/t	0,80
13	Economia de manoperă (diferenţa între poz. 12—13)	h/t	3,17
14	Consumul procentual de manoperă la manipularea mecanizată comparativ cu manipularea manuală	%	20

Între servituţile impuse de către orice sistem de pachetizare, figurează la producător pachetizarea, la producător şi constructor necesitatea mecanizării manipulărilor, iar pentru constructor, în mod special, necesitatea amenajării unor platforme corespunzătoare de depozitare.

Apare de asemenea ca recomandabilă extinderea folosirii mijloacelor specializate de transport, prevăzute cu mînă hidraulică. În mod convenţional această problemă a fost trecută între servituţile ce revin constructorului deşi, după cum s-a arătat, atunci cînd aprovizionarea se face din surse locale, astfel de mijloace de transport este normal să aparţină producătorului.

Se pune problema de a găsi criteriile de triere a acestor procedee, fie pentru a elimina pe unele dintre ele, fie pentru a stabili domeniul de folosire pentru celelalte.

O primă metodă, globală, ar fi aceea de analiză economică.

După cum se poate constata din tabela 3, practicarea tuturor procedeelor este mai economică decît transportul şi manipularea în vrac (după date din R.F.G.).

În tabela 3 s-a făcut o verificare a economicităţii celui mai costisitor dintre procedee — pachete balotate — şi s-a constatat că şi în condiţiile din ţara noastră rentabilitatea este evidentă.

Continuînd trierea şi stabilirea domeniilor de aplicare a procedeelor, prin analiza economică, s-ar putea să se ajungă la o orientare necorespunzătoare din punct de vedere tehnic. De aceea s-a considerat mai indicat ca această operaţie să se continue pe considerente tehnologice. Stabilirea relaţiilor dintre metodă şi diferitele compartimente ale producătorului şi ale constructorului, care s-a făcut prin precizarea servituţilor — în schema 1 — constituie o bază de discuţie fundamentată. Ne vom referi la servituţile particulare, care diferenţiază procedeele.

Un rol determinant joacă în primul rînd criteriile aşa-zise puternice, care pot conduce la eliminarea unei soluţii în general, sau la restricţii pentru un anumit domeniu, în particular.

Literatura de specialitate, atît din R.F.G., din S.U.A., cît şi din alte ţări este de acord în a constata că obligativitatea de a restitui un ambalaj de inventar, cum sînt paletele, nu poate fi respectată în practică, ceea ce aduce neplăceri nu numai constructorului ci şi producătorului. Din această cauză, cel puţin în R.F.G., consfătuirile ce au avut loc între diferitele asociaţii de producători şi constructori, pe marginea cercetărilor efectuate, au fost unanime în a respinge folosirea paletelor ca soluţii generalizabile pentru pachetizarea materialelor de zidărie. Pe considerente de această natură vom elimina şi noi din discuţie soluţiile 1 şi 2 din schema din figura 1.

În consecinţă nu se vor analiza în continuare nici mijloace de transport specializate pentru cărămizi, care basculează la verticală, cu aşezare direct pe sol a întregii încărcături, aşezate pe cîteva palete. Acest procedeu se practică încă în S.U.A., şi a fost încercat şi în U.R.S.S. unde însă a fost abandonat, din diferite considerente tehnologice.

Un alt criteriu puternic este acela al sprijinirilor şi fixărilor pe mijloacele de transport, specifice procedeelor. Se poate spune pe scurt că fixarea pachetelor se poate rezolva, fie prin materiale de inventar, independente sau fixate definitiv pe mijlocul de transport, fie chiar prin bucăţi din materialul transportat, folosit pentru împănare. Ultimul mod de rezolvare este eliminat în alte ţări, în primul rînd din cauza consumurilor suplimentare de manoperă şi apoi din cauza necesităţii de a rezolva modul de manipulare diferit al acestor materiale în vrac, pe restul circuitelor, iar în al doilea rînd din cauză că împănările ce se pot realiza cu materialele în vrac sînt relative, permiţînd deplasări locale care compromit funcţionarea în continuare a procedeului.

Acceptînd, pe baza experienţei cumulate în alte ţări, că nu se pot admite pentru fixarea pachetelor decît elemente de inventar, special dimensionate, rezultă o diferenţiere a analizei, în ce priveşte transportul rutier şi feroviar.

La transportul rutier se poate accepta ideea că astfel de echipament de inventar pentru fixarea pachetelor poate deveni un bun al mijlocului de transport; se poate chiar merge pe fixarea, în cea mai mare parte, a echipamentului pe vehicul (ceea ce conduce la o oarecare specializare a acestuia), în măsura în care mijlocul este administrat de producător şi folosit exclusiv pentru transportul materialelor de zidărie.

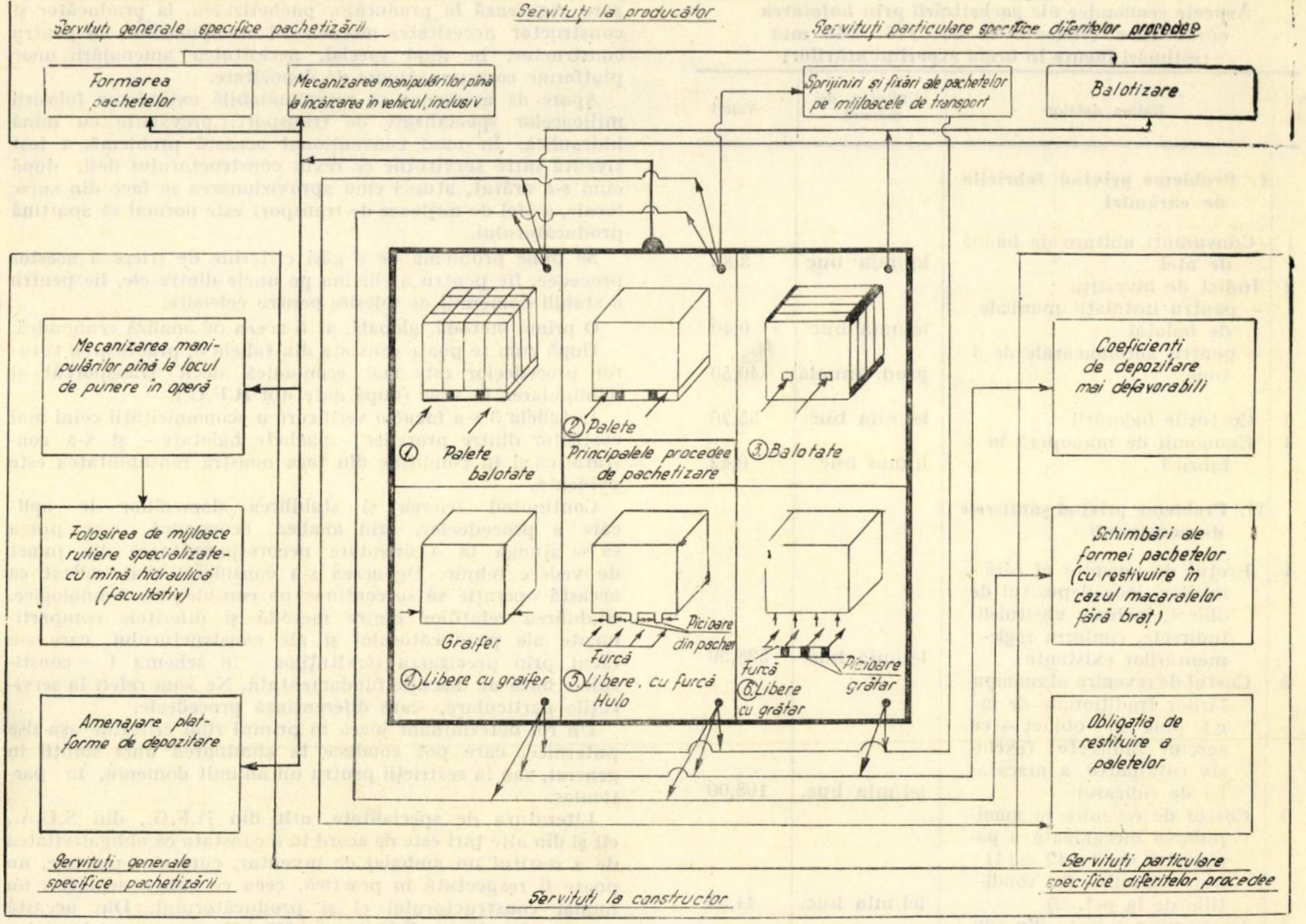

Servituți la producător
Servituți generale specifice pachetizării
Formarea pachetelor
Mecanizarea manipulărilor pînă la încărcarea în vehicul, inclusiv
Servituți particulare specifice diferitelor procedee
Sprijiniri și fixări ale pachetelor pe mijloacele de transport
Balotizare
Mecanizarea manipulărilor pînă la locul de punere în operă
① Palete balotate
② Palete
Principalele procedee de pachetizare
③ Balotate
Coeficienți de depozitare mai defavorabili
Folosirea de mijloace rutiere specializate - cu mînă hidraulică (facultativ)
Schimbări ale formei pachetelor (cu restivuire în cazul macaralelor fără braț)
Graifer
Picioare din pachet
Furcă
Picioare grătar
④ Libere cu graifer
⑤ Libere, cu furcă Hulo
⑥ Libere cu grătar
Amenajare plat-forme de depozitare
Obligația de restituire a paletelor
Servituți generale specifice pachetizării
Servituți particulare specifice diferitelor procedee
Servituți la constructor

Fig. 1. Servituţi impuse de pachetizarea materialelor în bucăţi pentru zidărie, cu diferite procedee

La transportul feroviar, un astfel de echipament ar ridica probleme de returnare şi ar intra în regimul paletelor, ceea ce nu se ia în discuţie.

După acest criteriu, pentru transportul pe calea ferată nu pot fi acceptate decît pachetele libere balotate (soluţia 3 din figura 1) care ridică cele mai puţine probleme de sprijinire şi fixare pe mijlocul de transport.

Un al treilea criteriu puternic de triere apare în cazul construcţiilor deservite cu mijloace de ridicare fără braţ. În aceste cazuri este necesar ca, încă de la sol (lîngă obiect), pachetele mari (aduse şi descărcate, spre exemplu, cu vehicule prevăzute cu mînă hidraulică) să fie supuse unei desfaceri în pachete transportabile cu cărucioarele. Această operaţie nu este posibilă decît în cazul procedeelor cu pachete balotate sau pachete libere cu grătar (soluţiile 3 şi 6 din figura 1).

Pe baza trierii efectuate după criterii tehnologice se poate ajunge, în stadiul actual de cunoaştere, la o delimitare a domeniilor de aplicare a diferitelor procedee luate în consideraţie în figura 1, după cum se arată în tabela 4.

Se constată că orientarea se îndreaptă în special către pachetele balotate (domeniu general de folosire) şi către pachetele libere pe grătare (în cazul aprovizionării auto, de la sursă).

Într-o oarecare competiţie cu pachetele libere pe grătare, în cazul folosirii macaralelor cu braţ la obiect, intră şi celelalte procedee de pachete libere. Din literatură nu rezultă însă suficiente indicaţii pentru a putea adînci analiza, iar la noi nu au fost făcute experimentări.

INFORMAŢII OBŢINUTE PRIN EXPERIMENTARE ÎN ŢARA NOASTRĂ ASUPRA PACHETELOR BALOTATE

În luna octombrie 1966, printr-o colaborare dintre INCERC şi Trustul 1 Construcţii al M.I.C., s-a realizat o experimentare a pachetelor balotate (11 pachete a cîte 3 subpachete) de circa 500 kg sarcină unitară, cu cărămizi eficiente de 88 × × 115 × 240. S-a încercat cu acest prilej modul de balotare cu maşini simple, deplasarea cu cărucioru1 a subpachetelor, manipularea cu automacaraua prevăzută cu furcă specială, a pachetelor (fig. 4 b), depozitarea acestora (fig. 4 c) şi transportul cu autocamionul în condiţii de drumuri degradate.

În faţa rezultatelor bune obţinute şi a analizei economice favorabile procedeului (tabela 3), conducerea M.I.C. a trasat sarcină Direcţiei Generale de Ceramică să treacă la o fază

Tabela 4

Criterii de alegere a soluţiilor de pachetizare a materialelor de zidărie

	Criteriile de decizii			Decizia se orientează către soluţia nr. (cf. schemei 6/4)
	Dacă pachetele se transportă şi pe calea ferată	Dacă se folosesc mijloace de ridicare fără braţ, la obiect	Dacă există suficient spaţiu de depozitare	
	1	2	3	4
1	da			3
2	nu	da		3 sau 6
3		nu	nu	3 (6)
4			da	3 sau 4 sau 5 sau 6

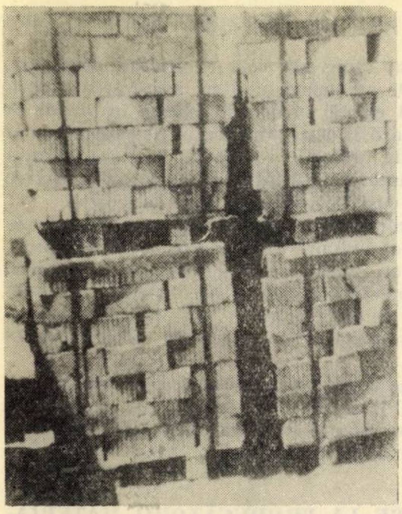


Fig. 2. Procedeul de pachetizare a cărămizilor pe palete cu balotare (1 din schema 1)

Observație; La partea superioară pachetele sînt asigurate cu colțare de carton

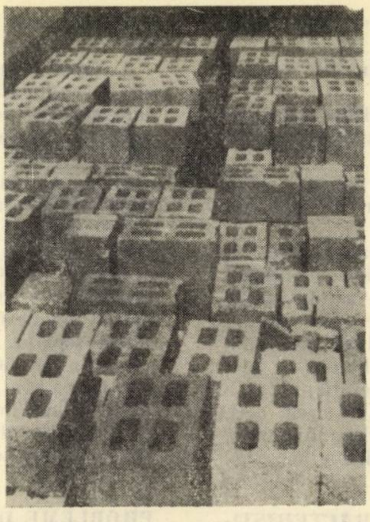


Fig. 3. Procedeul de pachetizare pe palete aplicat la blocuri mici transportate pe cale ferată (2 din schema 1)

Observație: Deplasările blocurilor pe timpul transporturilor face aproape impracticabilă descărcarea mecanizată

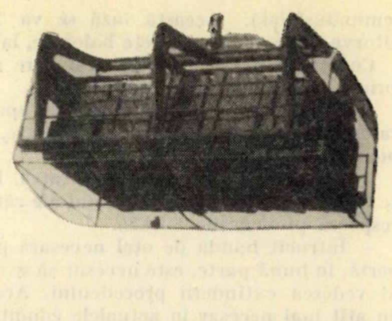


Fig. 5. Procedeul de pachetizare a elementelor mici în pachete libere ce se manevrează cu graifărul (4 din schema 1)

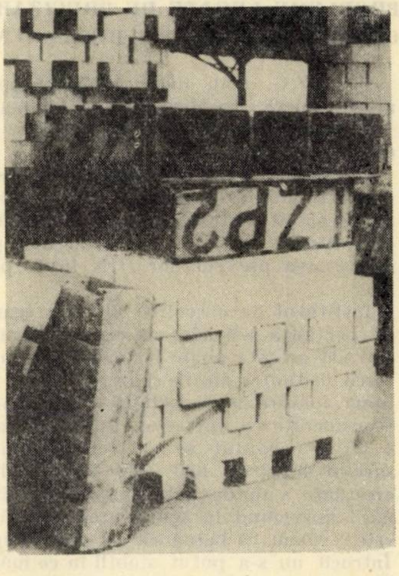
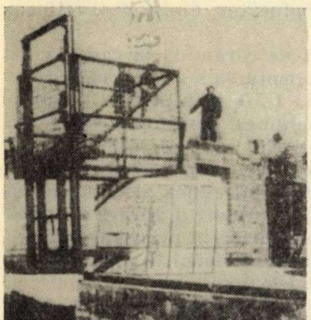
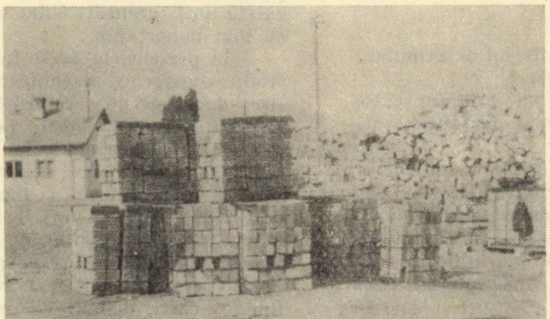


Fig. 6. Procedeul de pachetizare a cărămizilor în pachete libere cu „picioare" din pachet (HULO) (5 din schema 1)

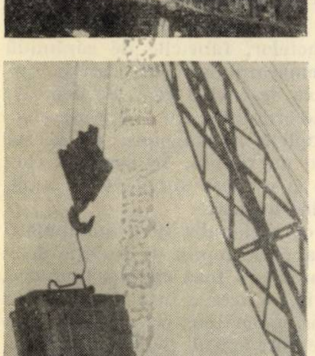
Observație: În figură apar și elemente de inventar pentru fixarea pachetelor în autocamioane



a



c



b

Fig. 4. Procedeul de pachetizare a cărămizilor prin balotare (3 din schema 1)

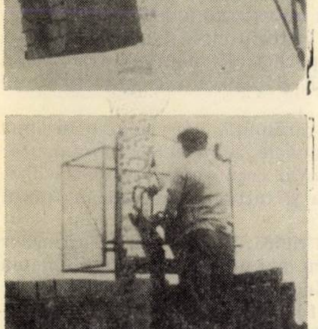
a) Pachet multipac cu patru subpachete, în curs de descărcare pe un șantier din R. F. G.

Observație: Se remarcă dispozitivul de prindere coș de protecție avînd culisare pe verticală

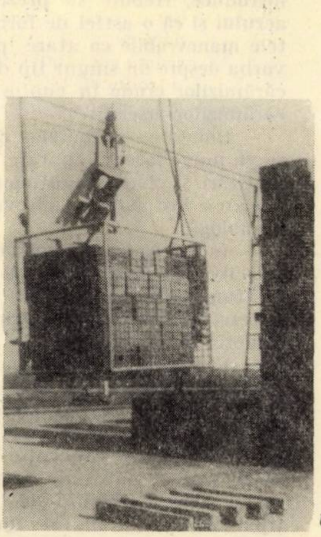
b) Pachet multipac cu trei subpachete experimentat în Republica Socialistă România (șantierul Institutului politehnic-București) în curs de ridicare

c) Pachet multipac cu trei subpachete experimentat în Republica Socialistă România (șantierul Institutului politehnic-București), în depozit

Observație: se remarcă și subpachete separate, care se manevrează cu căruciorul



a



b

Fig 7. Procedeu de pachetizare a cărămizilor în pachete libere cu grătar (6 din schema 1)

a) Descărcarea la șantier de pe un autocaminon

Observație: Dispozitivul de prindere are coș de protecție culisant pe verticală

b) Pachet în curs de depozitare

Observație: Grătarul este format din rigle (solidarizate la partea inferioară prin două fîșii din bandă de oțel)

c) Pachete așazate de asemenea pe grătar în zona de lucru a zidarului

semiindustrială. Această fază se va începe cu încărcarea cîtorva vagoane cu pachete balotate, la fabrica Bucov.

Constatările de ordin general care se impun din această primă etapă sînt următoarele :

— Din punct de vedere tehnic nu apar dificultăţi în practicarea procedeului de pachete balotate, în condiţiile din ţara noastră.

— S-ar putea să apară necesitatea, la unele fabrici, de a se reduce abaterile la dimensiuni ale cărămizilor (de fapt de a respecta prevederile STAS).

— Întrucît banda de oţel necesară pentru balotare se importă, în bună parte, este necesar să se ceară avizele de rigoare în vederea extinderii procedeului. Acest fapt se dovedeşte cu atît mai necesar în actualele condiţii severe de economisire a metalului. Doar o experimentare la nivel industrial va permite să se verifice ipoteza făcută, că banda de oţel rezultată din ambalări poate fi practic recuperată pentru a fi folosită pe şantiere ca înlocuitor de oţel-beton şi că, deci, nu este vorba aci propriu zis despre consumuri suplimentare de oţel, ci despre forme mai complexe de folosire a acestuia.

PROBLEME LEGATE DE PRECIZAREA CARACTERISTICILOR DE GREUTATE ŞI DIMENSIUNI ALE PACHETELOR

În R.F.G. s-au făcut cercetări aprofundate relativ la acest subiect. Problemele esenţiale s-au dovedit a fi :

— precizarea ordinului de mărime a greutăţii pachetelor (indiferent de procedeu) ;

— precizarea dimensiunilor acestora.

Pentru stabilirea greutăţii pachetelor criteriul determinant este acela al portanţei planşeelor şi schelelor.

Institutul de cercetări din Essen [1] s-a orientat către respectarea prevederilor DIN în ce priveşte portanţa schelelor.

Institutul de cercetări din Stuttgart [2—3] a considerat că portanţa schelelor nu reprezintă un criteriu determinant, întrucît aceasta poate fi modificată după dorinţă, prin micşorarea distanţei dintre capre. Existînd o orientare de cît mai bună folosire a capacităţii de ridicare a macaralelor turn (considerate ca universal răspîndite, la o capacitate de circa 1 tf), s-a căutat să se verifice dacă planşeele suportă sarcini de circa 600—700 kg. Studiile şi experimentările efectuate s-au dovedit deosebit de dificile. Lucrările de zidărie survenind la scurtă vreme după executarea planşeelor, este evident că betoanele nu pot prelua efectiv sarcini mari. Întrucît nu s-a putut stabili în ce măsură se poate conta pe rezistenţa timpurie a betonului, ipoteza de calcul a considerat că cofrajele vor suporta, atît încărcătura pachetului, cît şi greutatea planşeului de beton (care nu s-ar putea suporta nici pe sine, în această fază). În această ipoteză care apare puţin exagerată, a rezultat că cofrajele, aşa cum se dimensionează în prezent, sînt suprasolicitate de un pachet de 600 kg. Concluzia a fost că acei care doresc să ridice pachete de 600 kg vor trebui să întărească cofrajele prin juguri suplimentare.

Astfel de calcule nu s-au făcut în condiţiile din ţara noastră şi determinarea greutăţii pachetelor nu va fi posibilă decît pe o fundamentare adecvată. Pentru moment, experimentările cu pachete balotate se desfăşoară cu unităţi de circa 500 kg greutate, formate din 3 subunităţi de cîte circa 165 kg, corespunzătoare transportului cu cărucioarele.

Stabilirea dimensiunilor pachetelor

Stabilirea dimensiunilor pachetelor a constituit în R.F.G. o preocupare de şi mai mare amploare, ţinînd seamă în special de complicaţiile ce apăreau la manipularea încărcăturilor pe acele şantiere care primeau materialele de la producători, care aplică procedee diferite. Cu prilejul preocupărilor de standardizare a dimensiunilor pachetelor s-a acordat o mare importanţă şi găsirii celui mai bun procedeu unic de asigurare a încărcăturilor în timpul ridicării pe obiect, măsură impusă prin condiţiile de tehnică a securităţii.

Pachetele de circa 600 kg s-au axat în general pe o dimensiune de 72 × 96 cm. Dimensiunea de 72 cm rezultă dintr-un număr oarecare de lăţimi sau din 3 lungimi de cărămidă. Dimensiunea de 96 cm rezultă din 4 lungimi de cărămidă (4 subpachete) sau dintr-un număr de lăţimi. Înălţimea ajunge pînă la circa 90 cm. Se precizează că, în pachete, cărămizile aşezîndu-se de regulă cu latura de 11,5 cm pe verticală, prin lăţime s-a înţeles de fapt latura de 6,3 sau 8,8 cm.

La aceste concluzii au ajuns atît cercetătorii din Stuttgart, cît şi cei din Essen. De asemenea, pentru asigurarea securităţii ridicării pe obiect există un acord unanim în sensul că pachetele libere se aşează la baza obiectului pe palete, după care punînd şi coşul de protecţie (după cît se pare, soluţia optimă, între numeroasele posibilităţi, este aceea de glisare pe verticală a acestui coş), se poate proceda la ridicare.

Diferenţierea între concepţiile celor două institute de cercetări constă în faptul că unii preconizează ridicarea pe obiect a sarcinii de 600 kg, cu aşezarea (în scopuri de securitatea muncii) pe o singură paletă, iar ceilalţi preconizează aşezarea pachetului de 600 kg pe două palete (72 × 48 cm), care se ridică separat, desmembrînd astfel pachetul mare în două sarcini a cîte 300 kg.

Optarea pentru vreunul din sisteme sau găsirea altor dimensiuni optime în condiţiile noastre, ca şi punerea la punct a dispozitivelor de ridicare şi protecţie, ar trebui să constituie obiectul unei cercetări de detaliu.

PROBLEME DESCHISE LA PRODUCĂTORII MATERIALELOR DE ZIDĂRIE ÎN LEGĂTURĂ CU PACHETIZAREA

Din contactele avute la unele fabrici de cărămizi şi de beton celular autoclavizat, se poate spune că în calea introducerii pachetizării materialelor de zidărie şi de termoizolaţii mai există unele greutăţi chiar la producător, dintre care reţinem ca mai importante :

— În prezent, la acele fabrici de cărămidă în care s-a introdus o oarecare mecanizare, orientarea s-a făcut către folosirea de palete cu sarcini pînă la 1,5 t transportate cu autoîncărcătorul şi introduse pe marginea platformei vagonului (fig. 8 a) ; aici, cărămizile se preiau manual şi se stivuiesc (fig. 8 b). Acest procedeu reprezintă o raţionalizare valabilă numai pentru fabrică şi încă nu în întregime (ţinînd seamă de restivuirea în vagon). Totuşi, ca urmare a acestei orientări există în prezent la fabrici, ce expediază în principal pe calea ferată, motostivuitoare ce nu-şi găsesc locul în mod raţional decît pentru încărcarea vehiculelor rutiere. Introducerea unor pachete valabile pentru întregul lanţ, pînă la locul de punere în operă, va implica aici schimbări de orientare şi, deci, discuţii.

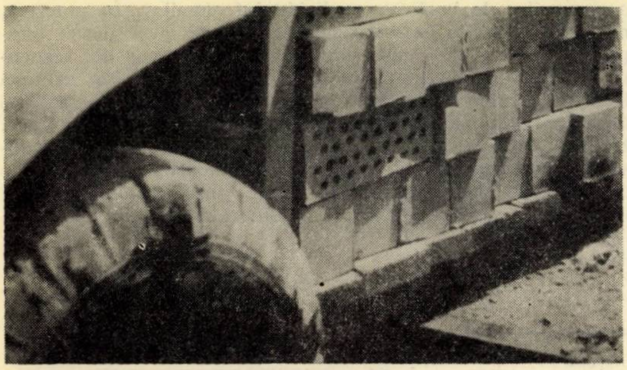
— Pentru manipularea pachetelor, fabricile de cărămidă vor trebui să se doteze cu automacarale de 3 tf, care la sarcinile de circa 600 kg vor putea deservi o zonă de depozite suficient de largă (deschidere de ordinul a 5,0 — 5,5 m), efectuînd totodată încărcarea completă în vagoane, pe deasupra, indiferent dacă există sau nu rampă. În cazul în care pachetizarea nu se va extinde la o scară suficient de largă, astfel de macarale nu vor fi bine utilizate.

— În faţa oricărei discuţii de raţionalizare a manipulării cărămizilor prin pachetizare, fabricile repun în discuţie dezideratul de a împinge pachetizarea la o fază cît mai timpurie, dacă se poate încă înainte de introducerea în cuptor. Ţinînd seamă de faptul că în cuptor, pachetele ce eventual s-ar introduce, trebuie să prezinte interspaţii pentru circulaţia aerului şi că o astfel de formă nu este compatibilă cu pachetele manevrabile ca atare pe întregul circuit nu poate fi deci vorba despre un singur tip de pachet atît pentru introducerea cărămizilor crude în cuptor, cît şi pentru întregul circuit al cărămizilor arse.

— Balotarea pachetelor de cărămidă, care pentru început se va putea face cu aparate manuale, se pretează la semiautomatizări şi chiar la automatizări, ceea ce presupune achiziţionarea instalaţiilor adecvate şi introducerea lor în fluxul tehnologic.

— Introducerea pachetizării ridică, în cazul producătorilor ce-şi livrează local produsele, cu mai multă acuitate problema ca transportul rutier să fie administrat de fabrici, care să se doteze în acest scop cu garnituri de mare capacitate (semiremorci de 8 t) dotate cu mînă hidraulică.

— Pentru fabricile de betoane celulare autoclavizate, problema realizării unor pachete valabile pentru întregul circuit, pînă la locul de punere în operă, ridică aspecte cu mult mai grele. Aceasta din cauză că noul sistem este pus să înlocuiască o concepţie de mecanizare axată tot pe pachete şi care pătrunde adînc pe linia tehnologică (dimensiunea tiparelor, modul de tăiere etc.). Ca exemplu : lăţimea tiparului, de 1,36 m, este împărţită în prezent, pentru plăcile



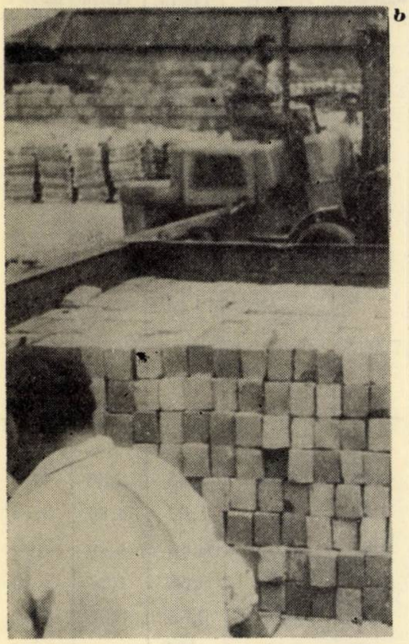


Fig. 8. Mecanizare parţială practicată în unele fabrici de cărămizi din Republica Socialistă România

a) Se aşează cîte circa 400 cărămizi pe palete care sînt transportate cu încărcătorul stivuitor şi introduse în marginea vagonului b) Cărămizile se iau din nou la mînă descărcîndu-se de pe palete şi stivuindu-se în vagon

izolatoare, în 13 părţi. Un pachet pentru întregul circuit nu va putea depăşi 1/2 din lăţimea de 1,36 m ; în consecinţă modelarea va trebui schimbată astfel ca această lăţime să fie împărţită într-un număr par de bucăţi.

Rezolvarea acestor probleme va trebui să se facă de către producători şi organele lor de cercetare, pornindu-se de la concepţia realizării unor pachete valabile pe întregul circuit, subiect care a fost dezvoltat în cele de mai sus.

LINII DE ORIENTARE ÎN PROBLEMA PACHETIZĂRII MATERIALELOR ÎN BUCĂŢI

Ca orientare generală, rezultă că linia principală de acţiune pentru aceste materiale constă în introducerea largă a pachetizării în unităţi de circa 500 kg, începînd cu materialele de zidărie (ca materiale de masă). Pentru manipulări, se poate conta pe folosirea automacaralelor de 3—5 tf, ca mijloc produs în serie şi pe automacaralele de camion (mîna hidraulică) în curs de asimilare, prin grija MTANA.

Luînd în consideraţie faptele puse în evidenţă de cercetările aprofundate, efectuate în special în R.F.G. şi care au întrunit acordul atît din partea producătorilor, cît şi din partea constructorilor se consideră indicat ca, în condiţiile din ţara noastră, materialele de zidărie ce se transportă pe calea ferată să fie pachetizate prin balotare. Pentru cele transportate numai rutier, de la fabrici locale, se vor putea încerca 3 sisteme de pachete complet libere, dintre care pachetele pe grătare par a rezolva problema în mai mare măsură.

Introducerea pachetizării nu se va putea realiza decît în măsura în care producătorii vor accepta să preia sarcini concrete, iar sporurile de preţ ale ambalării vor fi suportate de către constructor, fapt care, după analiza efectuată, se dovedeşte rentabil.

Într-un climat favorabil, acţiunea începută va fi în măsură să conducă în cursul anului 1967, la o verificare pe scară industrială, edificatoare, a orientărilor expuse mai sus.

Bibliografie

[1] FOERTIG L. : *Maurergerechte Einheitspakete für arbeitzeitsparenden Ziegeltransport* (*Pachete unificate corespunzătoare cerinţelor zidarului în vederea unui transport al cărămizii cu economii de manoperă*). Ziegelindustrie, 16/1966, p. 629—639.

[2] SCHIMIDT Th. : *Rationalisierung des Material-transportes* (*Raţionalizarea transportului de materiale*). Betonstein — Zeitung nr. 4/1966, pag 187—203, nr. 6/1966, pag. 383—390, nr. 4/1966, pag 486—497.

[3] SCHMIDT TH. : *Baustoffe in optimalen Ladeeinheiten. Transportrationalisierung bei Industrie; Handel, Bauunternehmen* (*Materiale de construcţie în elemente de încărcare optime. Raţionalizarea transportului la industric, comerţ şi întreprinderi de construcţii*) Baupraxis nr. 2/1966 pag. 44—46, nr. 3/1966 pag. 59—62, nr. 4/1966, pag. 69—72, nr. 8 pag. 44—46, nr. 6 pag. 45—48, nr. 7 pag. 47—48,55 nr- 8 pag. 41—46, nr. 9 pag. 59—60, 70, 79, 82.

[4] MARKET W. P. : *A block industry dilemma high on the list of policy puzzles that need to be solved* (*O dilemă a industriei de blocuri în fruntea listei de încurcături care necesită a fi soluţionată*). Modern Concrete 3/1966, pag. 45.

[5] DEININGER J : *How packaging cuts „in the wall" costs* (*Cum pachetizarea raduce costurile globale*). Brick and Clay 2/66 pag. 48—49,65.

[6] * * * *Disposable paper dunnage bags prove successful* (*Saci de hîrtie pentru împănare, nerecuperabili* (*se comportă bine în practică*). Brick and Clay 5/65, p. 50—54.

[7] * * * *Rationeller Ziegeltransport auf der Baustelle* (*Transportul raţional al cărămizilor pe şantiere*). In Bau und Bauindustrie 4/66, p. 142—143.

[8] * * * *Ziegeltransport wird rationalisiert* (*Se raţionalizează transportul cărămizilor*). Die Bauwirtschaf 7/66, pag. 154.

[9] GŐBLŐYOS M. : *Az epitoipari anyagmozgatas helyzete és elèrt eredmuyei* (*Situaţia manipulării materialelor de construcţii şi rezultatele obtinute*). Epitésügyi Szemle 8/66, p. 237—240.

Corpuri de încălzire cu lichid intermediar*

Ing. L. Antohi

Din cele mai recente studii şi cercetări în domeniul corpurilor de încălzire, se relevă ca deosebit de avantajoase, atît în privinţa confortului, cît şi a economicităţii aşa-numitele corpuri de încălzire cu lichid intermediar. Printre acestea trebuie să amintim în ordinea cronologică primele încercări ale lui N. I. Simonov (U.R.S.S.) din anul 1934 (lucrarea tradusă din limba rusă : „Invenţii şi perfecţionări în domeniul încălzirilor centrale" de I. F. Livceac, Editura Ministerului Construcţiilor şi Materialelor de Construcţii, 1953) ; ale profesorului G. d'Albon de la Institutul politehnic din Iaşi (propuneri de invenţie, în biblioteca OSI) ; ale profesorului V. Kamler de la Politehnica din Varşovia (comunicarea făcută în cadrul Consfătuirii internaţionale „Journées de chauffage, de ventilation et de conditionement de l'air" de la Paris în 1963, şi ulterior la cel de al III-lea Congres internaţional de încălzire a clădirilor de la Varşovia în 1963). De asemenea, în comunicarea „Stadiul actual şi tendinţele de dezvoltare a tehnicii de încălzire în construcţii de locuinţe şi în construcţii de folosinţă generală în R.S.C." făcută de A. Jukel, tot la cel de al III-lea Congres de la Varşovia din 1963, se descrie

---

*) Comunicare făcută la Sesiunea Ştiinţifică a Cadrelor Didactice a Institutului de Construcţii, decembrie 1966.

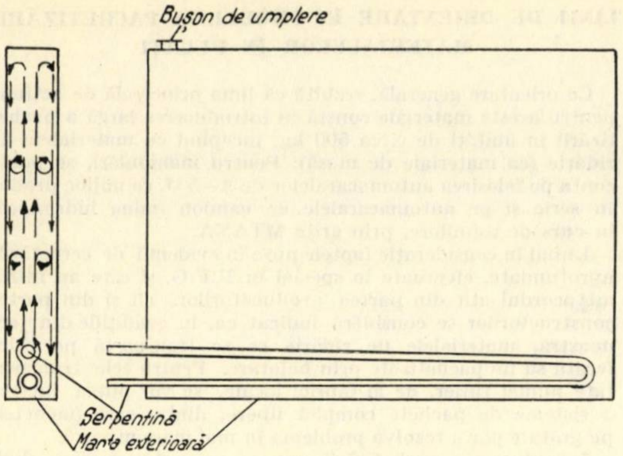


Fig. 1

în mod sumar un tip de asemenea corp de încălzire care era la acea dată în curs de experimentare în R.S. Cehoslovacă. În aceeaşi perioadă s-a studiat în cadrul MIC-DGCM un tip îmbunătăţit de corp de încălzire cu lichid intermediar, care s-a experimentat în cursul iernii 1965—1966 la şantierul „Şcoala de construcţii ” din Bucureşti-Militari.

Deoarece considerăm că aceste corpuri de încălzire reprezintă una dintre soluţiile cele mai avantajoase de aplicat în ţara noastră, în perspectivă, vom face o expunere sintetică a caracteristicilor lor şi a experimentărilor făcute de noi, pentru a fi cunoscute şi dezbătute de specialişti.

Corpul de încălzire cu lichid intermediar este în principiu un schimbător de căldură compus dintr-un recipient umplut cu un lichid la presiunea atmosferică şi o serpentină prin care circulă un agent încălzitor oarecare (apă caldă, apă supraîncălzită, abur) introdus în partea inferioară a recipientului (fig. 1).

Fluxul de căldură trece de la agentul încălzitor la peretele serpentinei prin convecţie forţată ; de la peretele serpentinei la lichidul intermediar prin convecţie liberă (naturală), de la lichidul intermediar la pereţii recipientului prin convecţie liberă şi în cele din urmă de la pereţii recipientului la mediul înconjurător (aer, pereţi) prin convecţie liberă şi prin radiaţie.

Notînd cu :

Q — kcal/h, cedarea orară de căldură ;

K_1 — kcal/m²h°C, coeficientul de transmitere a căldurii prin peretele serpentinei de la agentul încălzitor la lichidul intermediar ;

K_2 — kcal/m²h°C, coeficientul de transmitere a căldurii prin peretele exterior al corpului de încălzire, de la lichidul intermediar la mediul înconjurător ;

S_1 — m², suprafaţa serpentinei ;

S_2 — m², suprafaţa corpului de încălzire ;

t_1 — °C, temperatura medie a agentului încălzitor ;

t_2 — °C, temperatura medie a lichidului intermediar ;

t_3 — °C, temperatura medie a mediului înconjurător,

ecuaţia de continuitate a fluxului de căldură este :

$$Q = K_1 S_1 (t_1 - t_2) = K_2 S_2 (t_2 - t_3),$$

din care se deduce temperatura t_2 ce poate fi considerată egală cu temperatura exterioară a corpului de încălzire

$$t_2 = \frac{\dfrac{K_1}{K_2} t_1 + \dfrac{S_2}{S_1} t_3}{\dfrac{K_1}{K_2} + \dfrac{S_2}{S_1}}.$$

Din această relaţie rezultă că prin admiterea unui anumit raport al suprafeţelor S_2/S_1 se poate obţine o temperatură t_2 în limitele admise de prescripţiile de igienă (max 95°C), chiar dacă temperatura de intrare a agentului încălzitor este mai mare, fapt care constituie trăsătura caracteristică a corpurilor de încălzire cu lichid intermediar. În practică, nu se poate conta pe o temperatură t_2 mai mare decît temperatura de ieşire a agentului încălzitor primar din serpentină, schema funcţională a acestui schimbător de căldură fiind în curent încrucişat şi cu posibilitatea amestecului lichidului din partea mai caldă cu cel din partea mai rece. Experimentările au confirmat această ipoteză şi au mai dovedit că temperatura suprafeţei exterioare a corpului de încălzire de tip panou diferă foarte puţin pe înălţimea şi lungimea acestuia, putînd fi considerată practic uniformă.

Tabela 1

Agentul încălzitor	u.m.	Abur sat. 0,25 atm	Apă supraîncălzită 145/95°C	145/75	115/75	Apă caldă 95/75°C
t_1	°C	105	120	110	95	85
t_3	°C	95	95	75	75	75
t_3	°C	20	20	20	20	20
K_1	$\frac{\text{kcal}}{\text{m}^2\,{}^\circ\text{Ch}}$	600	300	250	250	250
K_2	$\frac{\text{kcal}}{\text{m}^2\,{}^\circ\text{Ch}}$	10	10	9	9	9
$\frac{S_2}{S_1}$	$\frac{\text{m}^2}{\text{m}^2}$	8	10	17,5	10	5
L	$\frac{\text{m}}{\text{m}^2}$					
La ∅″						
1/4	,,	2,94	2,36	1,35	2,36	4,70
3/8	,,	2,34	1,87	1,07	1,87	3,74
1/2	,,	1,87	1,50	0,85	1,50	3,00
3/4	,,	1,50	1,20	0,68	1,20	2,40
1″	,,	1,20	0,95	0,55	0,95	1,90

Prin dimensionarea serpentinei în concordanţă cu cele arătate anterior, se dau în tabela 1 rezultatele calculului raportului $\frac{S_2}{S_1}$ din relaţia de mai sus, la valorile uzuale ale coeficienţilor K_1 şi K_2 specifice situaţiei de analizat şi la diferiţi agenţi încălzitori, în vederea obţinerii unor temperaturi t_2 de 75°C şi de 95°C (după situaţie), temperatura mediului înconjurător (aer, pereţi etc.) fiind de 20°C.

Lungimile de ţevi de diferite diametre, care ar fi necesare la executarea serpentinei pentru un m² de panou, sînt indicate în partea inferioară a tabelei.

În continuare, calculul lungimilor de serpentină necesare pe metru liniar de corp de încălzire tip panou (neglijînd eventualele nervurări) de diferite înălţimi mai uzuale este dat în tabela 2.

Din această tabelă se poate observa că în majoritatea cazurilor este suficientă o ţeavă dreaptă ce intră printr-o parte a panoului şi iese prin cealaltă parte sau o serpentină cu numai două braţe, avînd intrarea şi ieşirea pe aceeaşi parte a panoului.

Desigur că recipientul care formează suprafaţa exterioară poate avea şi alte forme, în afară de cea de paralelipiped aplatizat, cu nervuri verticale (tip panou). Astfel, de exemplu, se pot utiliza chiar radiatoare obişnuite cu elemente din fontă, oţel, porţelan etc., care la partea inferioară, în loc de a avea niplurі de îmbinare, sînt strînse pe o ţeavă de dimensiune apropiată de aceea a orificiilor elementelor (ce nu mai trebuie filetate) cu ajutorul a două piuliţe exterioare prin interiorul ţevii trecînd agentul încălzitor, iar radiatorul fiind umplut cu un lichid intermediar.

Tabela 2

Lungimile de serpentină în m, necesare la un metru liniar de panou încălzitor

d''/hmm	Abur sat. 0,25 atm.					Apă fierbinte 145/95°C					Apă fierbinte 150/70°C					Apă fierbinte 115/75°C					Apă caldă 95/75°C				
	1/4	3/8	1/2	3/4	1	1/4	3/8	1/2	3/4	1	1/4	3/8	1/2	3/4	1	1/4	3/8	1/2	3/4	1	1/4	3/8	1/2	3/4	1
350	2,05	1,64	1,31	1,05	0,84	1,65	1,31	1,05	0,84	0,67	0,95	0,75	0,60	0,48	0,39	1,65	1,31	1,05	0,84	0,67	3,30	2,60	2,10	1,68	1,3
500	2,94	2,34	1,87	1,50	1,20	2,36	1,87	1,50	1,20	0,95	1,35	1,07	0,85	0,68	0,55	2,36	1,87	1,50	1,20	0,95	4,70	3,74	3,00	2,40	1,9
600	3,50	2,80	2,24	1,80	1,44	2,84	2,24	1,80	1,44	1,14	1,62	1,28	1,02	0,82	0,66	2,84	2,24	1,80	1,44	1,14	5,62	4,50	3,60	2,80	2,2
750	4,40	3,50	2,80	2,25	1,80	3,50	2,80	2,25	1,80	1,42	2,03	1,60	1,27	1,02	0,82	3,50	2,80	2,25	1,80	1,42	7,05	5,60	4,50	3,60	2,8

CARACTERISTICI FUNCŢIONALE ŞI CONSTRUCTIVE

Sub aspectul funcţional, corpurile de încălzire cu lichid intermediar se deosebesc de corpurile de încălzire clasice prin următoarele trăsături caracteristice :

a) Temperatura suprafeţei exterioare de cedare a căldurii se poate menţine sub limita maximă admisibilă din punct de vedere igienic, chiar dacă agentul încălzitor are o temperatură mai mare la intrare.

b) Presiunea lichidului intermediar din interiorul corpului de încălzire este apropiată de presiunea atmosferică (oricare ar fi presiunea agentului încălzitor), fiind mici diferenţe înregistrate datorită înălţimii coloanei de lichid (0,35 ~ 0,75 m) şi datorită dilatării lichidului, care este în cea mai mare măsură preluată de construcţia special concepută a recipientului, de a se deforma în limitele elasticităţii.

c) Coroziunea părţii interioare a pereţilor recipientului se reduce în cea mai mare măsură, parte datorită imposibilităţii de oxigenare (absorbţie de aer) permanentă a lichidului intermediar, care este ermetic închis, şi parte prin alegerea unui lichid cu proprietăţi de protejare împotriva coroziunii (exemplu : emulsie în apă a unor săpunuri minerale).

Ca urmare a celor de mai sus, caracteristica constructivă cea mai importantă constă în posibilitatea reducerii substanţiale a grosimii pereţilor şi deci a consumului de metal faţă de corpurile de încălzire clasice din oţel (şi cu atît mai mult faţă de cele din fontă).

După cum se ştie, majoritatea acestora se execută din tablă de oţel de 1,25 ~ 1,50 mm grosime, pentru presiuni uzuale ale agenţilor încălzitori de 2,5 — 6 kgf/cm², iar durata de exploatare este în general de 10—15 ani, în timp ce corpurile de încălzire cu lichid intermediar pot fi executate din tablă de oţel obişnuită (fără nici un tratament special anticoroziv) de 0,5 ~ 0,75 mm pentru orice presiune a agentului încălzitor, iar durata de exploatare este practic egală cu durata conductelor instalaţiei, 30—45 ani, deci de circa trei ori mai mare.

Indicele de consum de metal (oţel) este de asemenea mult mai redus (de două-trei ori) decît acela aferent panourilor radiante construite dintr-o serpentină sudată prin puncte sau presată cu cleme de o manta din tablă.

În tabela 3 se dă calculul indicilor de consum de metal, în condiţii comparabile, în privinţa prescripţiilor de igienă pentru clădiri de locuit şi similare (s-a considerat temperatura maximă a suprafeţei de încălzire 90°C), şi în ultima coloană în condiţii comparabile şi în privinţa duratei în serviciu.

Se menţionează că la toate corpurile de încălzire de tip panou s-au luat în consideraţie tipurile cu o singură placă. Elementele de calcul pentru panoul radiant cu serpentină sudată se referă la tipul E.C.36 al firmei Copperad (Anglia), fiind dintre cele mai avantajoase, iar cedarea de căldură a panoului cu lichid intermediar se referă la tipul WK, asupra căruia s-au făcut măsurători la Institutul politehnic din Varşovia, sintetizate sub formă de grafic în figura 2.

Datorită lipsei de presiune şi temperaturii limitate a pereţilor exteriori, s-ar putea eventual folosi la construcţia acestora chiar şi unele mase plastice (de exemplu : palipropilena).

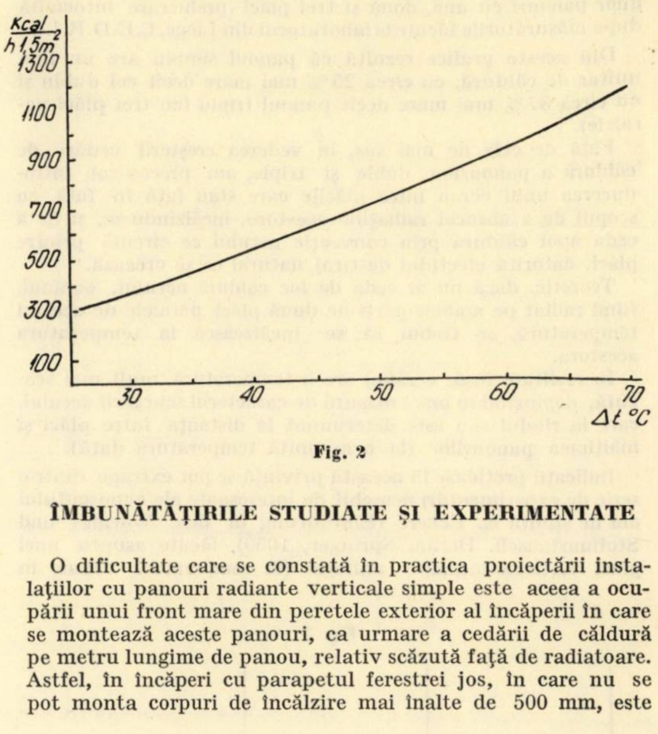


Fig. 2

ÎMBUNĂTĂŢIRILE STUDIATE ŞI EXPERIMENTATE

O dificultate care se constată în practica proiectării instalaţiilor cu panouri radiante verticale simple este aceea a ocupării unui front mare din peretele exterior al încăperii în care se montează aceste panouri, ca urmare a cedării de căldură pe metru lungime de panou, relativ scăzută faţă de radiatoare. Astfel, în încăperi cu parapetul ferestrei jos, în care nu se pot monta corpuri de încălzire mai înalte de 500 mm, este

Tabela 3

Denumirea corp. de încălzire	Temp. agent încălz. (°C)	Temp. max. a supr. de încălzire (°C)	Temp. medie a supr. de încălzire (°C)	Cedare orară căld. (kcal/m²)	Ind. cons. metal		
					$\frac{kg}{m^2}$	$\frac{kg}{1\,000}$ / $\frac{kcal}{h}$	$\frac{kg}{1\,000}\,\frac{kcal}{h}$ în 45 ani
Radiator fontă	90/70	90	80	420	25	60	60
Radiator oţel	90/70	90	80	430	12	28	84
Panou radiant clasic din oţel	90/70	90	80	600	12	20	60
Panou radiant din oţel, cu serpentină sudată	95/75	90	60	500	12	24	24
Panou radiant cu lichid intermediar	110/90	90	90	750	6	8	8

posibil ca în anumite situaţii (încăperi cu pierderi mari de căldură) lungimea panoului radiant simplu, rezultată din calcul, să fie mai mare decît însăşi lungimea liberă a peretelui exterior. Pentru a elimina acest neajuns şi a da corpului de încălzire o formă mai compactă, se construiesc panouri radiante cu două sau chiar cu trei rînduri de plăci, aşezate una în faţa celeilalte. Această modificare constructivă atrage însă după sine o reducere a căldurii cedate prin radiaţie şi, ca urmare, o scădere a cedării globale de căldură. În figura 3 se prezintă schematic modul de transmitere a căldurii de la un panou radiant vertical cu o placă, cu două şi cu trei plăci, la aerul din încăpere prin convecţie şi la pereţi şi mobilier prin radiaţie.

Considerîndu-se (aşa cum rezultă din diverse studii) că o placă verticală simplă cedează circa 50% din căldură prin radiaţie şi 50% prin convecţie, în cazurile tipice din practica încălzirii se observă că, aşezînd două plăci una în faţa celeilalte, căldura radiată se reduce la jumătate, deoarece feţele interioare nu mai sînt expuse spre pereţii înconjurători ai încăperii, iar radiaţia reciprocă între ele nu are nici un efect, fiind la aceeaşi temperatură. Această ipoteză este confirmată prin măsurătorile făcute de o serie de laboratoare de renume (C.E.D.R.I.C. din Liège sub conducerea prof. G. Burnay şi de la Universitatea tehnică din Berlin sub conducerea prof. W. Raiss). În figura 4 este reprezentată grafic variaţia coeficienţilor globali K de transmisie a căldurii la panourile radiante clasice, cu o placă (I) şi cu două plăci (II) la $\Delta t_m = 60^\circ C$ în funcţie de înălţimi (după Rietschel, ediţia 14); iar în figura 5 variaţiile fluxurilor unitare de căldură (Rcal/m^2) ale unor panouri cu una, două şi trei plăci (prelucrare întocmită după măsurătorile făcute la laboratorul din Liège, C.E.D.R.I.C.)

Din aceste grafice rezultă că panoul simplu are un flux unitar de căldură, cu circa 25% mai mare decît cel dublu şi cu circa 37% mai mare decît panoul triplu (cu trei plăci paralele).

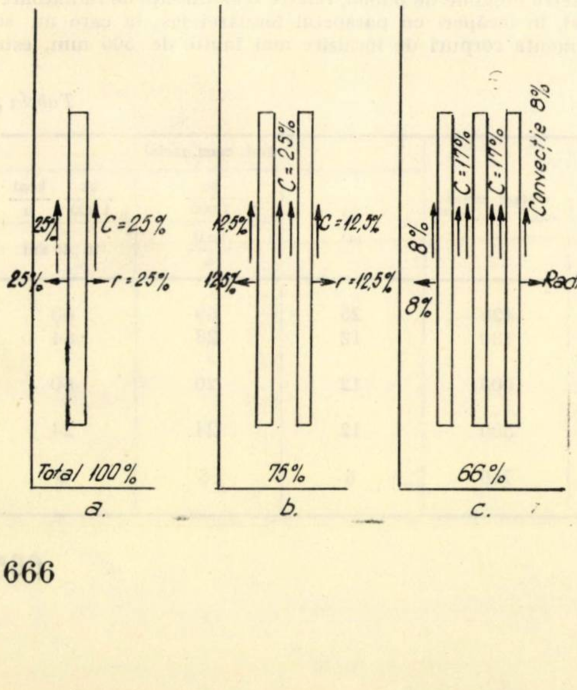
Faţă de cele de mai sus, în vederea creşterii cedării de căldură a panourilor duble şi triple, am preconizat introducerea unui ecran între plăcile care stau faţă în faţă, cu scopul de a absorbi radiaţiile acestora, încălzindu-se, şi de a ceda apoi căldura prin convecţie aerului ce circulă printre plăci, datorită efectului de tiraj natural ce se creează.

Teoretic, dacă nu ar ceda de loc căldura aerului, ecranul, fiind radiat pe ambele părţi de două plăci paralele de aceeaşi temperatură, ar trebui să se încălzească la temperatura acestora.

În realitate însă, ecranul are o temperatură mult mai scăzută, depinzînd în mare măsură de caracterul scurgerii aerului, care la rîndul său este determinat la distanţa între plăci şi înălţimea panourilor (la o anumită temperatură dată).

Indicaţii preţioase în această privinţă se pot extrage dintr-o serie de experimentări deosebit de interesante ale cunoscutului om de ştiinţă E. Eckert (Einführung in den Wärme- und Stoffaustausch. Berlin, Springer, 1959), făcute asupra unei plăci verticale încălzite uniform (la temperaturi uzuale în

Fig. 3



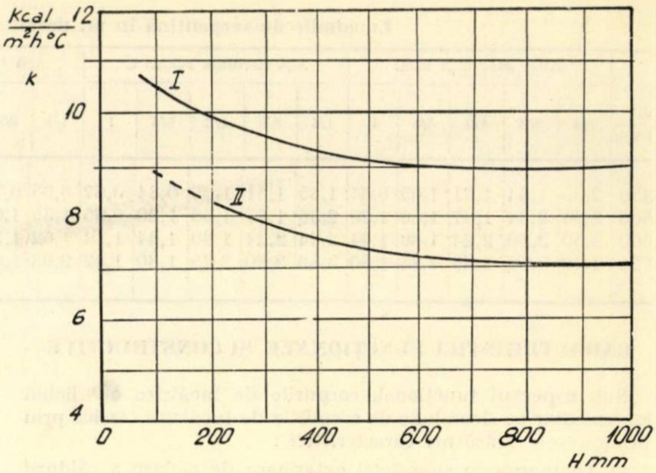


Fig. 4

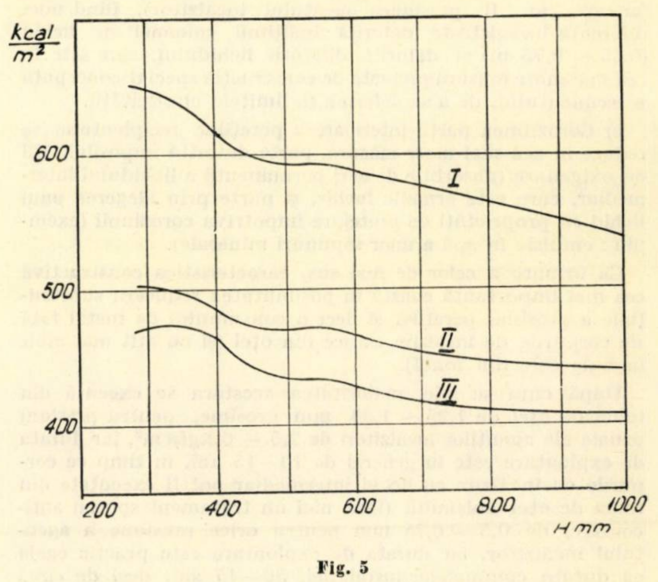
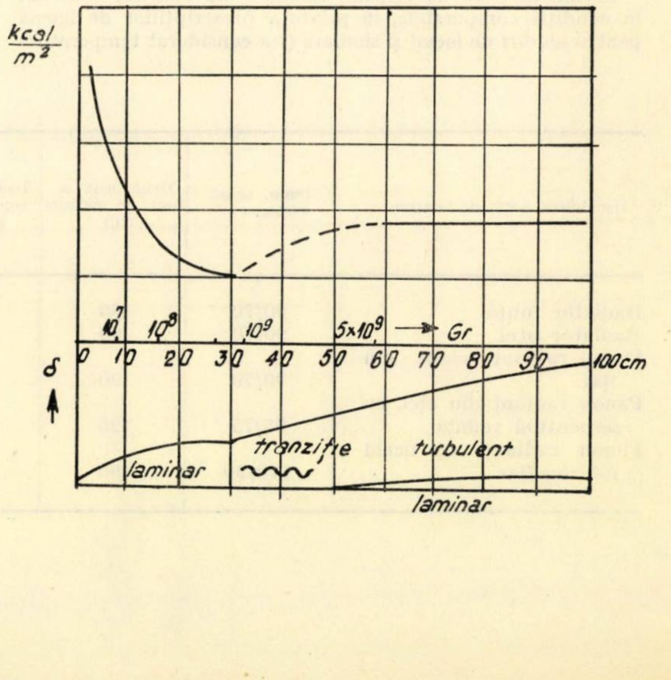


Fig. 5

Fig. 6



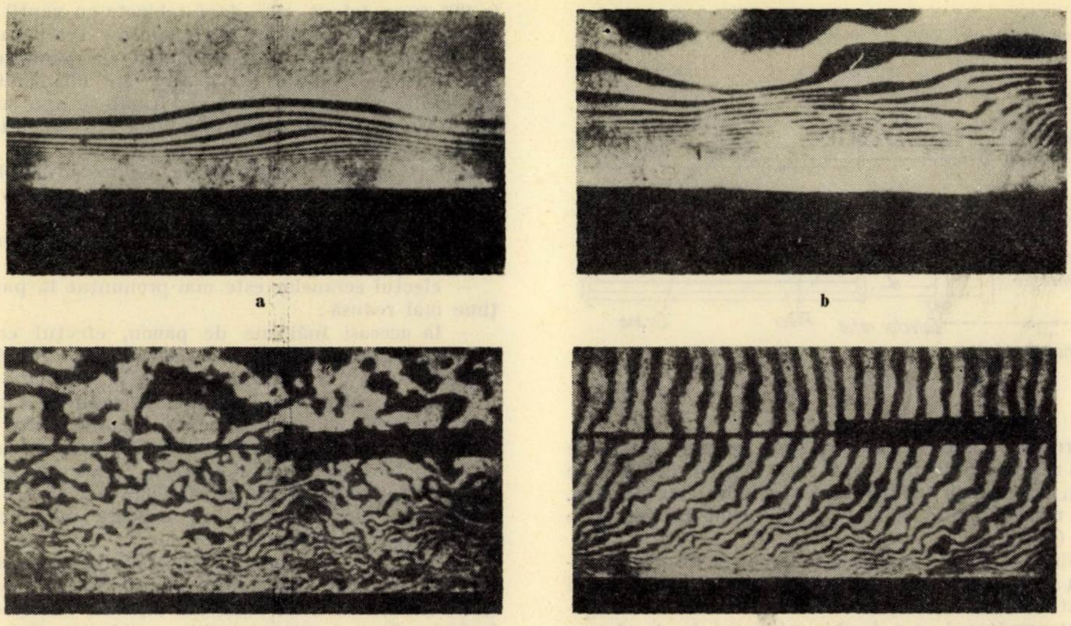


Fig. 7

tehnica încălzirii) în prezenţa aerului de 20°, liber a se mişca. Din figura 6, în care se reprezintă grafic variaţia fluxului de căldură unitar (pe m^2), în funcţie de înălţime se observă mai întîi o scădere rapidă pînă la înălţimea de circa 30 cm, unde se semnalează un minimum, corespunzătoare scurgerii laminare; apoi urmează o zonă de fluctuaţii puternice, înregistrînd în medie o uşoară creştere pînă la înălţimea de circa 50 cm, corespunzătoare regimului tranzitoriu, şi în cele din urmă, stabilindu-se regimul turbulent, se observă că fluxul de căldură rămîne aproximativ constant. În privinţa grosimii şi structurii intime a straturilor amintite, acelaşi cercetător a realizat, cu ajutorul unui interferometru special construit, fotografii asupra spectrelor scurgerii aerului în mişcarea sa convectivă (fig. 7). În figura 7 a se observă în mod foarte evident structura laminară, în strat de grosime redusă, a scurgerii aerului din prima zonă (partea de jos a plăcii) apoi în strat a cărui grosime creşte o dată cu creşterea temperaturii şi vitezei sale (fig. 7 a). Cînd criteriul Grasshoff ajunge la circa 4×10^8, straturile elementare de aer paralele la început încep să oscileze cu amplitudine crescîndă (o dată cu numărul Grasshoff — fig. 7 b), ca apoi să formeze o mişcare foarte neregulată, caracteristică zonei de tranziţie (fig. 7 c). În cele din urmă, se reformează în lungul plăcii un strat laminar subţire, dublat de o zonă turbulentă de grosim crescîndă. La această înălţime a plăcii, componenta transversală a vitezei variază, trecînd de la valoarea zero (la suprafaţa plăcii) pînă la un maximum, de la care scade asimptotic spre exteriorul stratului turbulent (fig. 7 d).

Remarcăm faptul că aceste experimentări fiind făcute pe o placă uniform încălzită sînt mai apropiate ca speţă de panourile radiante cu lichid intermediar, decît de panourile clasice alimentate pe la partea superioară şi cu returul la partea inferioară, unde există un ecart de temperatură obişnuit de 20°C pe verticală. Utilizînd indicaţiile arătate mai sus, pentru determinarea concretă a efectului ecranelor preconizate asupra emisiunii de căldură a panourilor radiante cu lichid intermediar, am procedat la experimentare, pe două tipuri dimensionale, şi anume, unul de 465 × 30 × 930 mm şi altul de 715 × 30 × 930 mm, fiecare în variante cu două şi cu trei plăci.

Ecranele au fost executate din preşpan de 1,5 mm, cu distanţiere din sîrmă, din loc în loc, fiind întinse de cele patru colţuri prin nişte tiranţi. Măsurătorile s-au făcut la diferite distanţe între plăci (30, 50 şi 60 mm) în care scop, racordurile la fiecare placă au fost executate suficient de elastic, avînd un distribuitor la alimentare şi un colector la retur cu cîte un

Tabela 4

Rezultatele măsurătorilor şi calculul debitelor calorice şi efectul ecranului

Nr. crt.	Tipul de panou	Distanţa	Temp. apă fierbinte intrare (°C)	ieşire (°C)	Debit apă (kg/5 min)	Căldură cedată (kcal/h)	Efect. ecran (%)
1	2 plăci 465 × 30 × 930 fără ecran	30	138	90	2,050	1 180	—
2	r — idem cu ecran	50	138	90	2,300	1 320	12
3	idem	60	137	90	2,400	1 350	14
4	3 plăci 465 × 30 × 930 fără ecran	30	136	90	2,960	1 640	—
5	idem	50	137	90	3,200	1 800	10
6	cu ecrane idem	60	136	90	3,300	1 830	11,5
7	2 plăci 715 × 30 × 930 fără ecran	30	137	90	3,000	1 700	—
8	idem cu ecran	50	137	90	3,300	1 860	9,5
9	idem	60	136	90	3,440	1 900	11,5
10	3 plăci 715 × 30 × 930 fără ecrane	30	137	90	4,250	2 400	—
11	idem cu ecrane	50	137	90	4,550	2 560	7
12	idem	60	137	90	4,630	2 610	9

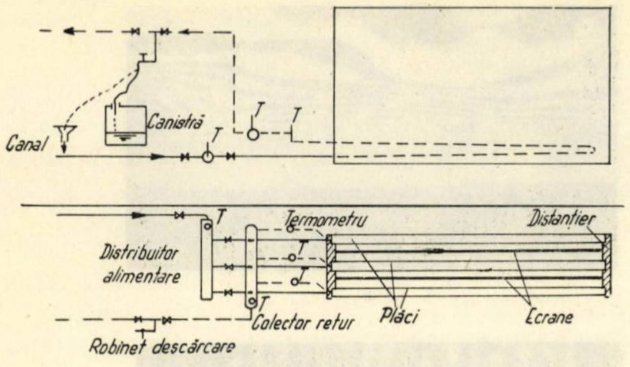


Fig. 8

locaş de termometru. De asemenea, s-au prevăzut locaşe de termometru şi pe racordurile de retur ale plăcilor, pentru a se putea regla, la aceeaşi temperatură de ieşire din acestea, cu ajutorul unor robinete montate pe racordul de alimentare al fiecăruia (fig. 8).

Returul din colectorul comun s-a racordat la returul instalaţiei şi s-a mai executat şi o derivaţie pentru golirea apei într-o canistră tarată, pentru determinarea debitelor. Procedeul a fost următorul : s-a deschis robinetul de descărcare (evacuîndu-se apa la canalizare) pînă cînd temperatura apei la colectorul de retur (şi totodată, aşa cum am mai arătat, şi la fiecare din cele două sau trei retururi ale plăcilor) a ajuns la 90° (s-au folosit cîte două robinete cu ventil ac în serie, pentru reglaj). După ce s-a stabilizat temperatura de 90°, s-a introdus furtunul de descărcare în canistra tarată, cronometrîndu-se timpul (în genere cîte cinci minute pentru mai multă precizie) şi apoi cîntărindu-se apa scursă (fiecare măsurătoare s-a făcut de cîte două ori, luîndu-se în consideraţie media).

Din rezultatele aproximative ale măsurătorilor şi prelucrarea lor, ce se dau în tabela 4, se pot trage următoarele concluzii :

— cedarea de căldură a panourilor pe ecrane este superioară celor fără ecran ;

— efectul ecranelor este mai pronunţat la panoul de înălţime mai redusă ;

— la aceeaşi înălţime de panou, efectul ecranelor este mai pronunţat la panourile cu două plăci, ajungînd pînă la o creştere cu 14 % a cedării de căldură faţă de panoul fără ecran.

Acestea evidenţiază faptul că introducerea ecranelor nemetalice poate conduce la reducerea consumului de metal şi a gabaritelor panourilor radiante duble sau triple în general, iar prin aplicarea în cazul special al corpurilor de încălzire cu lichid intermediar, de tip panou (care pot avea o temperatură superficială medie mai mare), se poate obţine o diferenţiere şi mai mare a eficienţei.

În concluzie, avîndu-se în vedere indicii de consum de metal şi caracteristicile funcţionale avantajoase ale corpurilor de încălzire cu lichid intermediar faţă de celelalte corpuri de încălzire (inclusiv convectorii), considerăm că acestea reprezintă soluţia ce trebuie avută în vedere la elaborarea studiilor de aplicare în ţara noastră de noi corpuri uşoare de încălzire.

Problemele folosirii gazbetonului la plăci de acoperiş de 6 m lungime pentru construcţii industriale

Ing. Elena Dragomirescu, ing. P. Călinescu şi ing. M. Popovici

1. DATE DOCUMENTARE CU PRIVIRE LA GAZBETON

1.1. Generalităţi

Gazbetonul este un beton celular autoclavizat, a cărui structură poroasă se obţine pe baza folosirii pulberii de aluminiu.

Datorită autoclavizării, raportul dintre rezistenţa la rupere a gazbetonului şi densitatea sa este mai mare decît la betonul obişnuit. De asemenea, structura poroasă conferă gazbetonului proprietăţi izolatoare superioare celor ale betonului obişnuit.

Producţia industrială a gazbetonului a fost organizată începînd din 1925 în Suedia, apoi s-a dezvoltat şi în alte ţări.

Fabrici de gazbeton construite după tehnologii suedeze funcţionează în R.F.G., Argentina, Danemarca, Belgia, Finlanda, Franţa, Anglia, Canada, Congo, Cuba, Suedia etc.

Elementele din gazbeton sînt produse de firmele suedeze în special în două tehnologii : „Siporex" şi „Ytong".

Tehnologia „Siporex" se bazează pe folosirea nisipului şi cimentului ca materii prime principale, iar tehnologia „Ytong" pe folosirea nisipului sau a cenuşilor de termocentrală şi a varului. Drept generator de gaz, care conferă materialului structura celulară, se foloseşte pulberea de aluminiu în ambele tehnologii.

În ţările socialiste s-au construit de asemenea fabrici de gazbeton (de exemplu : R. P. Polonă, R. S. Cehoslovacă, U.R.S.S., R. P. Ungară etc.).

La noi în ţară funcţionează fabrica de produse de beton celular autoclavizat de la Doiceşti şi în prezent a intrat în funcţiune întreprinderea de prefabricate Bucureşti-Militari, cu tehnologie poloneză. De asemenea, una dintre cele două fabrici care sînt în construcţie la Craiova a intrat în probe tehnologice.

Pînă în prezent fabricile din ţara noastră produc elemente cu dimensiuni reduse : blocuri mici de zidărie, plăci de izolaţie, blocuri mari de pereţi şi plăci de acoperiş pînă la 3 m lungime. În fabricile de gazbeton din ţările apusene, în afară de aceste produse, se fabrică şi elemente de dimensiuni mari : plăci de acoperiş, plăci de planşee şi panouri de pereţi pînă la 6 m lungime.

În anul 1965, pe baza materialului documentar din ţară şi din străinătate, la I.P.C.T. s-a elaborat un studiu cu privire la plăcile de 6 m lungime pentru acoperişuri la hale industriale, din gazbeton fabricat după tehnologiile ţărilor din Vest *).

În continuare vom arăta principalele caracteristici tehnice ale gazbetonului, tipurile de plăci de gazbeton folosite în diferite ţări şi experienţa de folosire a gazbetonului la construcţii industriale, aşa cum rezultă din materialul documentar, precum şi problemele specifice pe care le ridică folosirea gazbetonului la plăci de acoperiş de 6 m lungime, în condiţiile ţării noastre.

---

*) Proiect IPCT nr. 2097 : „Plăci de 6 m lungime din beton celular autoclavizat — „Prototip". Faza Studiu. Autori : Ing. M. Popovici, ing. C. Iacob, ing. E. Dragomirescu, ing. P. Călinescu.

1.2. Principalele caracteristici tehnice ale gazbetonului

a. **Densitatea.** Gazbetonul se fabrică în patru sortimente în funcție de destinația sa și anume: 0,4 · 0,5 0,6 și 0,7.

Densitatea aparentă în stare uscată corespunde denumirii sortimentelor respective astfel:

— sortimentul de gazbeton	0,4	0,5	0,6	0,7
— densitatea aparentă în stare uscată în kg/m³	400	500	600	700

Pentru elementele portante (plăci și panouri de pereți) se folosesc în special două sortimente: gazbeton tip 0,5, respectiv tip 0,7.

Proprietățile gazbetonului depind în mare măsură de densitatea sa, și anume: densitatea este direct proporțională cu rezistența și invers proporțională cu capacitatea de izolare termică. Din documentație rezultă că greutatea unei plăci din gazbeton tip 0,5 rezultă 1/3 ÷ 1/4 din greutatea unei plăci din beton armat, calculate pentru aceeași sarcină utilă.

Greutatea la livrare a elementelor este diferită după procentul de umiditate de fabricație admis; astfel la gazbetonul ,,Siporex" pentru tipul 0,5 greutatea la livrare este de 750 kg/m³, iar pentru tipul 0,7 este de 960 kg/m³. Pentru calcule însă, se consideră că în construcția terminată, o parte din umiditatea constructivă a elementelor scade. De exemplu, pentru plăci din gazbeton ,,Siporex" tip 0,5 cu grosimea de 20÷25 cm, la evaluarea sarcinilor, se ia o densitate medie de 650 kg/m³, față de greutatea de livrare de 750 kg/m³.

Pentru densitatea aparentă, la umiditatea normală, în normative se dau valori diferite: astfel, pentru gazbetonul tip 0,5, acestea sînt cuprinse între 650 și 750 kg/m³, iar pentru gazbetonul tip 0,7 între 840 și 960 kg/m³.

b. **Rezistența gazbetonului.** Din analiza comparativă a datelor documentare a rezultat că pentru rezistența la rupere prin compresiune, în aer, în stare uscată (R), se pot lua ca bază următoarele valori (date și în ,,Manuel Siporex"):

— sortimentul gazbetonului	0,4	0,5	0,6	0,7
— rezistența la rupere prin compresiune în aer, în stare uscată, în kg/cm²	15	30	40	50

Rezistența la compresiune la umiditate normală a gazbetonului (R_c) este inferioară rezistenței în stare uscată. Coeficienții de transformare variază de la un normativ la altul în funcție de umiditatea relativă care se ia în considerație.

În conformitate cu normele poloneze și cehoslovace, rezistența la compresiune, la umiditate normală, se poate considera cu 20% mai mică decît rezistența în stare uscată, $R_c = 0{,}8\ R$.

Pentru rezistența la compresiune din încovoiere a gazbetonului, la umiditate normală ($R_{\bar{i}}$), s-au luat ca bază prevederile normelor poloneze $R_{\bar{i}} = 0{,}85\ R_c$.

c. **Izolarea termică.** Capacitatea de izolare termică a gazbetonului este de 3—6 ori mai mare decît cea a cărămizii și de circa 10 ori mai mare decît cea a betonului obișnuit. Coeficientul de conductibilitate termică al gazbetonului depinde de densitate și de gradul său de umiditate: de exemplu, pentru gazbetonul fabricat după tehnologiile din Occident se dau următoarele valori:

sortimentul gazbetonului	0,4	0,5	0,6	0,7
λ în kcal/m h°C — în stare uscată	0,085	0,10	0,12	0,135
λ în kcal/m h°C]— pentru umiditate relativă normală (circa 8%)	0,12—0,15	0,17—0,20	0,14—0,17	0,19—0,22

d. **Coeficientul de dilatare termică** $\alpha = 0{,}000008$ este puțin inferior celui al betonului obișnuit.

e. **Contracția la uscare.** Pentru contracția la uscare a gazbetonului se dau valori de 0,1—0,5 mm/m.

Această stabilitate dimensională se datorește în special metodei de fabricație prin autoclavizare.

O contracție mică este importantă pentru evitarea formării fisurilor și realizarea unei aderențe bune a învelișurilor de finisaj.

f. **Caracteristici de umiditate.** [În materialul documentar se arată că absorbția de umiditate a gazbetonului și absorbția capilară sînt slabe, chiar la grade mai mari de umiditate. Această proprietate este foarte importantă datorită faptului că izolarea termică a gazbetonului scade foarte repede o dată cu creșterea umidității materialului.

g. **Rezistența la foc.** Gazbetonul se comportă bine la foc, însă construcțiile din gazbeton (ca și cele de beton armat) supuse la foc au tendința de a fisura superficial. La un incendiu prelungit deformațiile devin importante.

h. **Rezistența la gelivitate.** Din materialul documentar rezultă că gazbetonul se comportă bine la îngheț-dezgheț repetat, cînd umiditatea sa este sub 35%.

Aceasta este o condiție care se respectă în majoritatea cazurilor în timpul exploatării, însă în timpul depozitării produselor și execuției lucrărilor trebuie să se ia măsuri în consecință.

1.3. Tipuri de plăci de gazbeton folosite în diverse țări la construcții industriale

În străinătate, gazbetonul se folosește pe scară tot mai largă pentru construcții civile și construcții industriale sub formă de plăci izolatoare, blocuri de construcție, buiandrugi, plăci de acoperiș și panouri de pereți. În prezent, tendința generală în producția de gazbeton din Occident este creșterea ponderii elementelor armate de dimensiuni mari, față de totalul producției.

Din documentație rezultă că firma ,,Siporex" produce șase tipuri Standard T05 de plăci de acoperiș din gazbeton tip 0,5 și patru tipuri de plăci de planșeu P05/300; P05/400; P07/300 și P07/400 din gazbeton tip 0,5 și respectiv tip 0,7. Plăci ,,Siporex" din gazbeton tip 0,5 și tip 0,7 se produc de asemenea în Franța sub denumirea de plăci DP 5 și DP 7 etc. Firma Ytong produce două tipuri de plăci din gazbeton, cu densitatea de 650 kg/m³. Firma Hebel produce plăci de acoperiș tipul GSB 35 și altele.

Cu privire la dimensiunile plăcilor armate fabricate în tehnologiile țărilor din Occident se constată:

— Lungimea maximă este de 6 m fiind funcție de mărimea suprasarcinii și grosimea elementului.

— Lățimea plăcilor este diferită în funcție de firma producătoare, între 45 și 62,5 cm. De exemplu firma ,,Siporex", care are

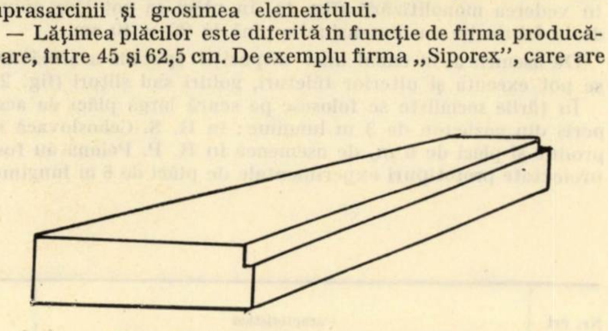


Fig. 1. Placă normală de acoperiș ,,Siporex"

Fig. 2. Plăci speciale de acoperiș ,,Siporex"

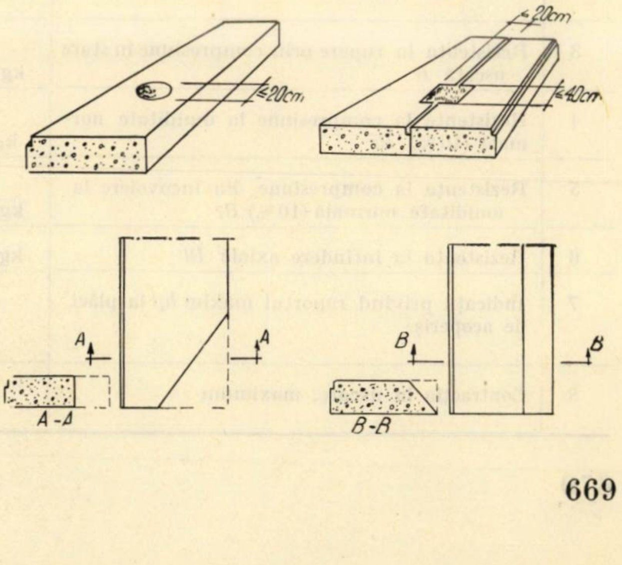


Tabela 1

Nr. crt.	Denumirea variantei	Dimensiunile nominale ale elementului	Tipul gazbetonului	Volum beton (m³/buc.)	Greutate element (kg)	Consum oţel în kg/buc.			Indice consum oţel (kg/m²)	Observaţii
						OL 38	Sîrmă trasă	Total		
1	A	600×60×20	0,7	0,710	640	50,20	—	50,20	14,15	Armate cu OL 38
2	B	600×60×22,5	0,5	0,800	520	50,74	—	50,74	14,30	,,
3	C	600×60×22,5	0,7	0,800	720	44,27	—	44,27	12,45	,,
4	D	600×60×25	0,5	0,888	580	37,31	—	37,31	10,55	,,
5	E	600×60×25	0,7	0,888	800	42,70	—	42,70	12,00	,,
6	F	600×60×22,5	0,5	0,800	520	10,60	24,30	34,90	9,85	Armate cu sîrmă trasă şi OL 38
7	G	600×60×22,5	0,7	0,800	720	10,60	22,18	32,78	9,25	,,
8	H	600×60×25	0,5	0,888	580	8,78	20,58	29,36	8,30	,,

NOTA : La indicele de consum de oţel s-a inclus şi oţelul din monolitizări.

o pondere foarte mare în producţia de gazbeton din Occident, produce plăci de 50 cm lăţime, însă din ultimele materiale documentare rezultă că se fac pregătiri pentru trecerea la modulul de 60 cm lăţime.

— Grosimea plăcilor este variabilă de la 7,5 la 25 cm, cu intervale de 2,5 cm în funcţie de suprasarcină şi lungime.

Armarea plăcilor de gazbeton se face cu plase sudate asamblate în carcase. Armătura este protejată împotriva coroziunii prin tratarea ei cu soluţii pe bază de lastex (firma „Siporex"), soluţii Inertol (firma „Hebel") sau alte reţete care sînt patente de fabricaţie. Aceste plăci nu sînt prevăzute cu mustăţi, plăcuţe de asamblare sau urechi de montaj. Feţele laterale ale elementelor sînt prevăzute cu şliţuri în vederea monolitizării (fig. 1). În plăci se pot lăsa goluri de la fabricaţie cu dimensiunile pînă la 20 × 40 cm.

De asemenea, în cazul unei dispoziţii speciale a armăturii se pot executa şi ulterior tăieturi, goluri sau şliţuri (fig. 2). În ţările socialiste se folosesc pe scară largă plăci de acoperiş din gazbeton de 3 m lungime; în R. S. Cehoslovacă se produc şi plăci de 6 m, de asemenea în R. P. Polonă au fost proiectate prototipuri experimentale de plăci de 6 m lungime.

1.4. Experienţa de folosire a gazbetonului la construcţii industriale

Începînd din 1940, în Suedia şi apoi în diferite ţări, plăcile armate din gazbeton sînt folosite în multe cazuri pentru realizarea acoperişurilor clădirilor industriale.

Pentru montajul plăcilor de gazbeton se folosesc macarale mobile, precum şi scule şi utilaje de mică mecanizare proiectate în mod special de firmele producătoare, aceste elemente nefiind prevăzute cu urechi de agăţare. Ele se montează fie direct pe fermele de acoperiş, fie pe pane sau ziduri. Fixarea plăcilor de pană sau fermă se face cu ajutorul mustăţilor din oţel-beton sau fier lat ce se lasă din elementul de reazem şi prin fiare care se montează în rosturile dintre plăci, întrucît elementele de gazbeton nu sînt prevăzute cu mustăţi.

Plăcile de acoperiş din gazbeton se livrează în general nefinisate, însă aspectul lor este agreabil. În majoritatea cazurilor, pe şantierele de construcţii industriale finisajul interior al acoperişurilor se limitează la prelucrarea rosturilor dintre plăci (prin rostuirea sau rabotarea muchiilor).

Tabela 2

Nr. crt	Caracteristica	u/m	Sortimentul gazbetonului		Observaţii
			0,5	0,7	
1	Densitatea aparentă în stare uscată	kg/m³	500	700	Cf. material docum. Siporex
2	Densitatea aparentă la umiditate normală	kg/m³	650 750	900 960	Ptr. calcul La livrare
3	Rezistenţa la rupere prin compresiune în stare uscată *R*	kg/cm²	30	50	Cf. material docum. Siporex
4	Rezistenţa la compresiune la umiditate normală (10%) *Rc*	kg/cm²	24	40	Se ia 0,8 *R* cf. normelor poloneze
5	Rezistenţa la compresiune din încovoiere la umiditate normală (10%) *Ri*	kg/cm²	20	34	Se ia 0,85 R_c cf. normelor poloneze
6	Rezistenţa la întindere axială *Rt*	kg/cm²	2,5	4	Cf. normelor poloneze
7	Indicaţii privind raportul maxim *h*/*l* la plăci de acoperiş		1/30 1/35		La plăci tip Siporex Cf. normelor poloneze
8	Contracţia la uscare, maximum		0,1	$0{,}5^{0}/_{00}$	

În literatura de specialitate se dau indicaţii generale asupra domeniului de folosire a elementelor de gazbeton în funcţie de condiţiile de exploatare ale clădirii, întrucît este ştiut că un grad ridicat de umiditate, precum şi o atmosferă de gaze corosive au o acţiune distructivă prin corodarea armăturii şi atacarea chimică a betonului.

Astfel firma ,,Siporex'' recomandă următoarele :

a) Pentru hale fără degajări de gaze corosive :

— plăcile se pot folosi fără precauţii speciale, pentru hale cu umidităţi relative pînă la 60 % ;

— pentru hale cu umidităţi relative între 60—75 %, pe faţa superioară a plăcilor de acoperiş trebuie să se execute o învelitoare aerată ;

— pentru hale cu umiditate relativă mai mare de 75 %, pe faţa inferioară a planşeului trebuie să se aplice un strat protector, impermeabil la difuzia vaporilor, iar pe faţa superioară să se execute o învelitoare aerată.

b) Pentru hale umede sau uscate în care există degajări de gaze corosive pe faţa inferioară a planşeului sînt necesare straturi protectoare, rezistente la agenţii respectivi (pe bază de bitum, cauciuc clorurat, mase plastice, foi de aluminiu etc.), iar pe faţa superioară a planşeului trebuie să se execute o învelitoare aerată.

c) Pentru cazuri speciale se pot consulta laboratoare de cercetări de specialitate.

Referitor la comportarea în exploatare a acoperişurilor din gazbeton şi în special la protecţia armăturii contra coroziunii, în lucrările Congresului RILEM de la Göteborg din anul 1960 se arată că elementele din gazbeton au avut o comportare satisfăcătoare în timp.

2. PROBLEME RIDICATE DE INTRODUCEREA GAZBETONULUI ÎN PLĂCI DE 6 m, ÎN CONDIŢIILE ŢĂRII NOASTRE

2.1. Tipuri de plăci de acoperiş

În prezent în ţara noastră se produc pe scară industrială plăci din gazbeton tip 0,7 de 3 m lungime şi 12 cm grosime.

Pentru construcţiile industriale se pune problema introducerii unor elemente de dimensiuni mai mari, prin care să se evite folosirea panelor la interax de 3 m.

Pe baza analizei materialului documentar, la I.P.C.T. s-au studiat trei tipuri de plăci de gazbeton, în două variante de material şi două variante de armare.

a. Dimensiunile nominale ale plăcilor.

— Lungimea este de 6 m şi corespunde cu lungimea maximă a plăcilor de gazbeton care se fabrică în prezent în tehnologiile ţărilor din Occident.

— Lăţimea este de 60 cm, pentru a se încadra în modularea CAER pentru hale industriale.

— Din punct de vedere al grosimii s-au analizat trei tipuri de plăci de 20, 22,5 şi respectiv 25 cm grosime, pentru a ilustra diferenţele care apar din punct de vedere al încărcărilor, al rigidităţii acestor elemente şi al consumului de oţel (tabela 2).

b. Din punct de vedere al materialului s-au analizat comparativ plăci din gazbeton tip 0,5 şi plăci din gazbeton tip 0,7. Caracteristicile de calcul ale acestor betoane, stabilite pe baza analizei materialului documentar, sînt redate în tabela 3.

c. Descrierea soluţiilor constructive.

La stabilirea soluţiei constructive a plăcilor s-au avut în vedere caracteristicile tehnologiei de fabricaţie a gazbeto-

Fig. 3. Tipuri de plăci de gazbeton de 6 m lungime

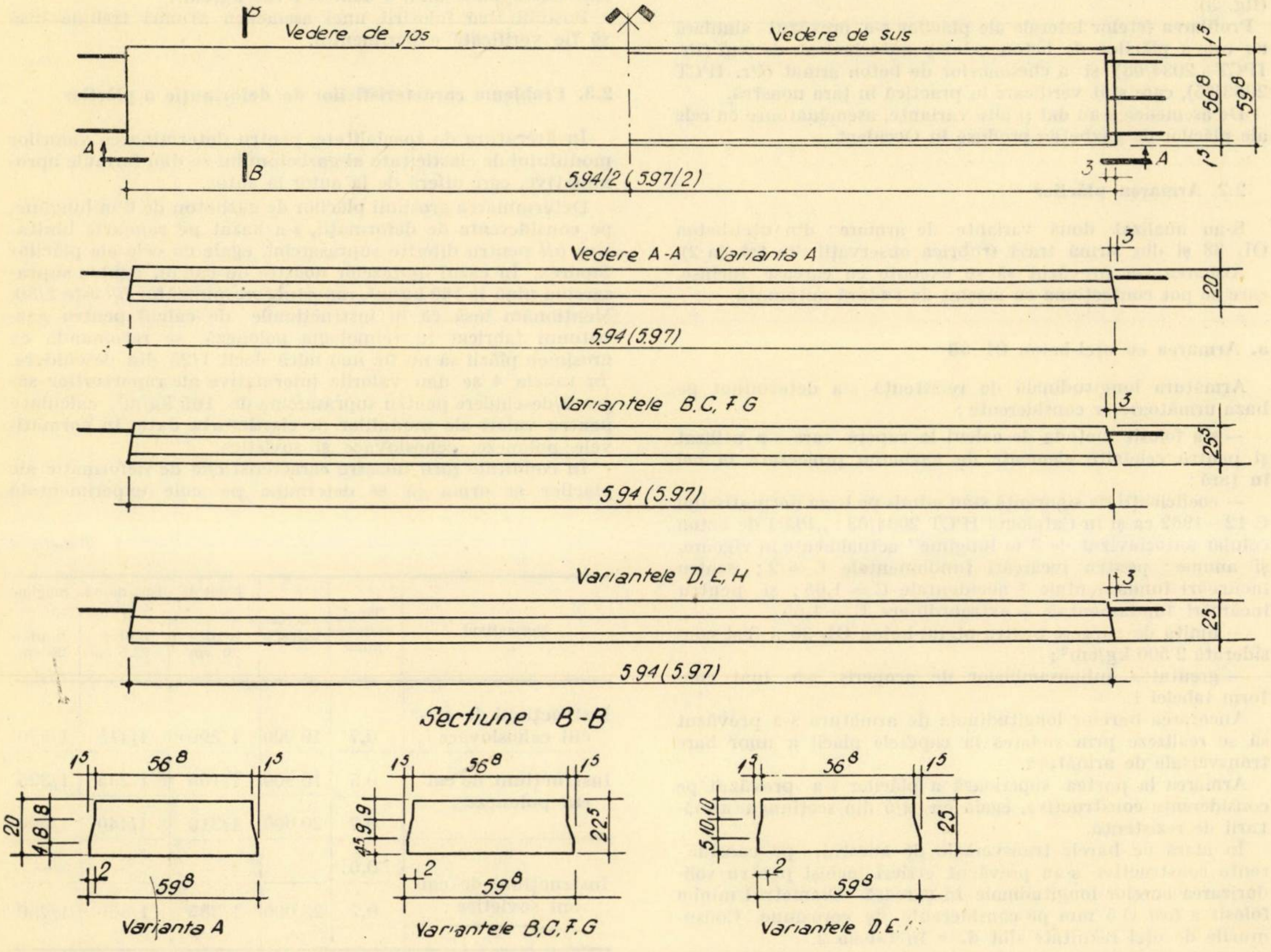


Tabela 3

Încărcarea	Var. Nr.	B,F	D,H	A	C,G	E
Tipul de placă	Material	gazbeton tip 0,5		gazbeton tip 0,7		
	h placă (in cm)	22,5	25	20	22,5	25
Invelitoare	kg/m²	35	35	35	35	35
Greutatea proprie	kg/m²	147	163	180	203	225
Monolitizări	kg/m²	16	17	14	16	17
Finisaje refaceri	kg/m²	14	14	14	14	14
Rotunjiri	kg/m²	3	1	2	2	4
TOTAL	kg/m²	215	230	245	270	295

nului din Occident, precum şi o serie de condiţii specifice ţării noastre (aspectul seismic, rosturi, monolitizări), care se vor arăta la punctul 2.4.

Pentru halele de beton armat, plăcile au fost prevăzute de 5,94 m lungime, ceea ce conduce la un rost de monolitizare de 6—12 cm, care se consideră din punct de vedere constructiv ca un minim necesar pentru turnarea în bune condiţii a betonului de monolitizare şi pentru asigurarea înglobării mustăţilor de legătură în condiţiile cînd se contează pe diafragma formată de plăcile de acoperiş.

În cazul plăcilor rezemate pe structuri metalice, cînd monolitizarea are numai rolul de a lega plăcile şi nu se contează pe un efect de diafragmă, lungimea plăcilor s-a mărit la 5,97 m, realizînd astfel un rost de 3—9 cm. În acest caz se presupune că efectul forţelor orizontale în planul acoperişului este preluat de contravîntuiri ale structurii metalice. În ambele cazuri feţele de capăt ale plăcilor sînt teşite cu 3 cm, pentru ca monolitizarea să aibă formă de pană (fig. 3).

Profilarea feţelor laterale ale plăcilor s-a prevăzut similară cu cea a plăcilor de beton celular autoclavizat de 3 m (Pr. IPCT 2034/63) şi a chesoanelor de beton armat (Pr. IPCT 2063/65), care sînt verificate în practică în ţara noastră.

De asemenea s-au dat şi alte variante, asemănătoare cu cele ale plăcilor de gazbeton produse în Occident.

2.2. Armarea plăcilor

S-au analizat două variante de armare : din oţel-beton OL 38 şi din sîrmă trasă (rubrica observaţii din tabela 2).

Armarea s-a prevăzut să se execute cu carcase închise, care se pot confecţiona cu maşini de sudură automată.

a. Armarea cu oţel-beton OL 38

Armătura longitudinală de rezistenţă s-a determinat pe baza următoarelor considerente :

— s-a folosit metoda de calcul la rupere care s-a utilizat şi pentru celelalte elemente de gazbeton proiectate la noi în ţară ;

— coeficienţii de siguranţă s-au admis pe baza normativului C 12—1962 ca şi în Catalogul IPCT 2034/63 : „Plăci de beton celular autoclavizat de 3 m lungime" actualmente în vigoare, şi anume : pentru încărcări fundamentale C = 2 ; pentru încărcări fundamentale + accidentale C = 1,65 ; şi pentru încărcări fundamentale + extraordinare C = 1,65 ;

— limita de curgere pentru oţelul-beton OL 38 a fost considerată 2 500 kg/cm² ;

— greutatea subansamblelor de acoperiş s-a luat conform tabelei 1.

Ancorarea barelor longitudinale de armătură s-a prevăzut să se realizeze prin sudarea la capetele plăcii a unor bare transversale de armătură.

Armarea la partea superioară a plăcilor s-a prevăzut pe considerente constructive, egală cu 2/5 din secţiunea armăturii de rezistenţă.

În afară de barele transversale de ancoraj, pe considerente constructive s-au prevăzut etrieri închişi pentru solidarizarea barelor longitudinale în carcasă. Diametrul minim folosit a fost Ø 5 mm pe considerente de coroziune. Consumurile de oţel rezultate sînt date în tabela 2.

b. Posibilitatea reducerii consumului de oţel la plăci de gazbeton prin folosirea oţelurilor de mărci superioare

Conform celor menţionate mai sus, pînă în prezent, în ţara noastră, elementele din beton celular autoclavizat au fost proiectate cu armătură din oţel-beton OL 38 şi cu coeficienţi de siguranţă sporiţi cu 10 % în comparaţie cu elementele similare din beton armat. În documentaţia cu privire la gazbetonul fabricat în tehnologiile din Occident nu se dau indicaţii despre calitatea oţelului folosit. Din informaţiile primite de la reprezentanţii firmei Ytong rezultă că la această firmă armarea plăcilor se face cu un oţel obişnuit, ale cărui proprietăţi sînt îmbunătăţite prin tensionarea la rece în instalaţii proprii.

În acest caz ei admit în calcule (prin metoda rezistenţelor admisibile) σ *adm* = 1 800 kg/cm².

În normele sovietice pentru betonul celular autoclavizat se admite folosirea oţelurilor cu rezistenţe de calcul cuprinse între 2 700 şi 4 000 kg/cm² (în metoda stărilor limită) ; în normele cehoslovace se indică posibilitatea utilizării sîrmei trase la rece cu rezistenţa limită la întindere de 3 000 kg/cm², iar în normele germane, se dau oţeluri cu σ admisibil cuprins între 1 200 şi 1 800 kg/cm² (în metoda rezistenţelor admisibile).

Din informaţiile pe care le avem pînă în prezent, rezultă deci că rezistenţa admisibilă în exploatare, în armăturile pentru elemente de gazbeton, nu depăşeşte valoarea de 1 800 kg/cm².

De asemenea, la experimentările care s-au făcut în diverse ţări asupra plăcilor de gazbeton armate cu oţel cu σ_c = 3 500 —4 000 kg/cm², cu deschideri de la 3 pînă la 6 m, s-au obţinu rezultate satisfăcătoare.

Pentru a ilustra posibilitatea de reducere a consumului de oţel s-au analizat trei variante de armare cu sîrmă trasă mată, cu σ_c = 3 500 kg/cm² pentru plăcile de 22,5 cm şi respectiv 25 cm grosime, din gazbeton tip 0,5 şi tip 0,7 (tabela 2), care corespunde unui σ *adm* = 1 750 kg/cm².

Posibilitatea folosirii unei asemenea armări trebuie însă să fie verificată experimental.

2.3. Problema caracteristicilor de deformaţie a plăcilor

În literatura de specialitate, pentru determinarea valorilor modulului de elasticitate al gazbetonului se dau formule aproximative, care diferă de la autor la autor.

Determinarea grosimii plăcilor de gazbeton de 6 m lungime, pe considerente de deformaţii, s-a bazat pe rapoarte limitative h/l pentru diferite suprasarcini, egale cu cele ale plăcilor Siporex. În cazul ipotezelor noastre de calcul, pentru suprasarcina pînă la 160 kg/m², raportul corespunzător h/l este 1/30. Menţionăm însă că în instrucţiunile de calcul pentru gazbetonul fabricat în tehnologia poloneză se recomandă ca grosimea plăcii să nu fie mai mică decît 1/25 din deschidere. În tabela 4 se dau valorile informative ale raporturilor săgeată/deschidere pentru suprasarcina de 165 kg/m², calculate pentru valori ale modulilor de elasticitate date în normativele poloneze, cehoslovace şi sovietice.

În condiţiile ţării noastre caracteristicile de deformaţie ale plăcilor ar urma să se determine pe cale experimentală

Tabela 4

Normativul	Tipul gazbetonului	E (în kg/cm²)	Tipul de placă de 6 m lungime		
			h pl = 20 cm	h pl = 22,5 cm	h pl = 25 cm
Instrucţiuni de calcul cehoslovace	0,7	19 000	1/290	1/415	1/570
Instrucţiuni de calcul poloneze	0,5	10 800	1/165	1/235	1/325
	0,7	20 000	1/310	1/440	1/600
Instrucţiuni de calcul sovietice	0,5	—	—	—	—
	0,7	25 000	1/385	1/550	1/750

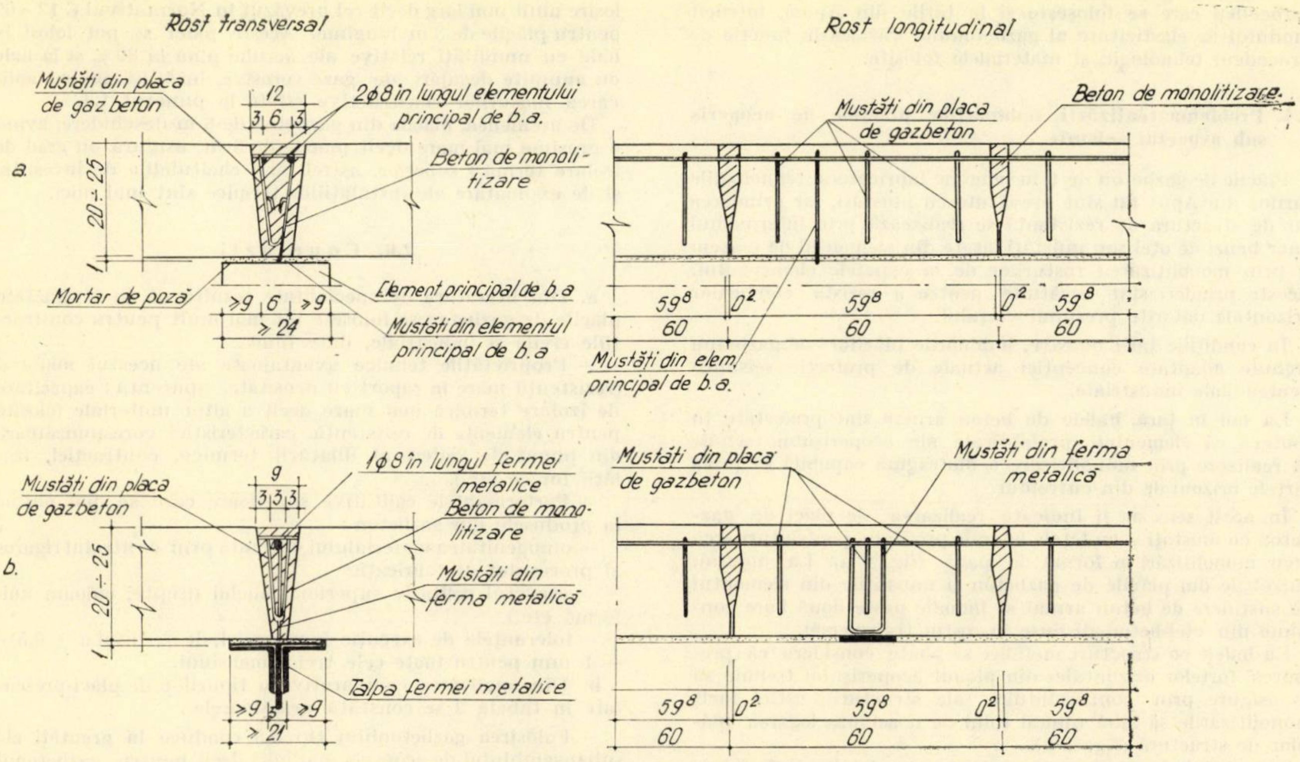

Rost transversal
Mustăţi din placa de gazbeton
12
3 6 3
2⌀8 în lungul elementului principal de b.a.
Beton de monolitizare
a.
20-25
Mortar de poză
Element principal de b.a
≥9 6 ≥9
≥24
Mustăţi din elementul principal de b.a
Rost longitudinal
Beton de monolitizare
Mustăţi din placa de gazbeton
59⁸
0²
59⁸
0²
59⁸
60
60
60
Mustăţi din elem. principal de b.a.
9
3 3 3
1⌀8 în lungul fermei metalice
Mustăţi din placa de gazbeton
Beton de monolitizare
b.
20-25
Mustăţi din ferma metalică
Talpa fermei metalice
≥9 ≥9
≥21
Mustăţi din placa de gazbeton
Mustăţi din ferma metalică
59⁸
0²
59⁸
0²
59⁸
60
60
60

Fig. 4. Îmbinarea plăcilor de gazbeton prevăzute cu mustăţi

a — la hale de beton armat; *b* — la hale metalice

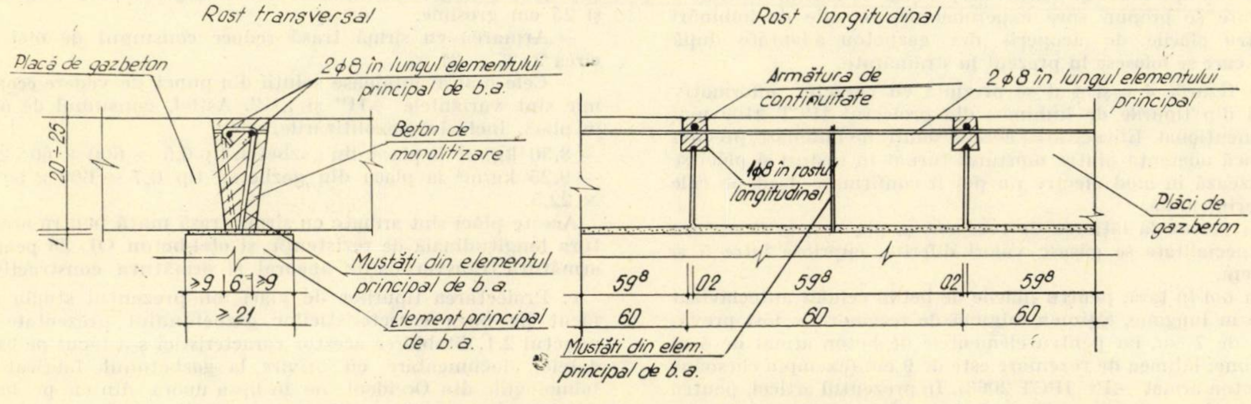
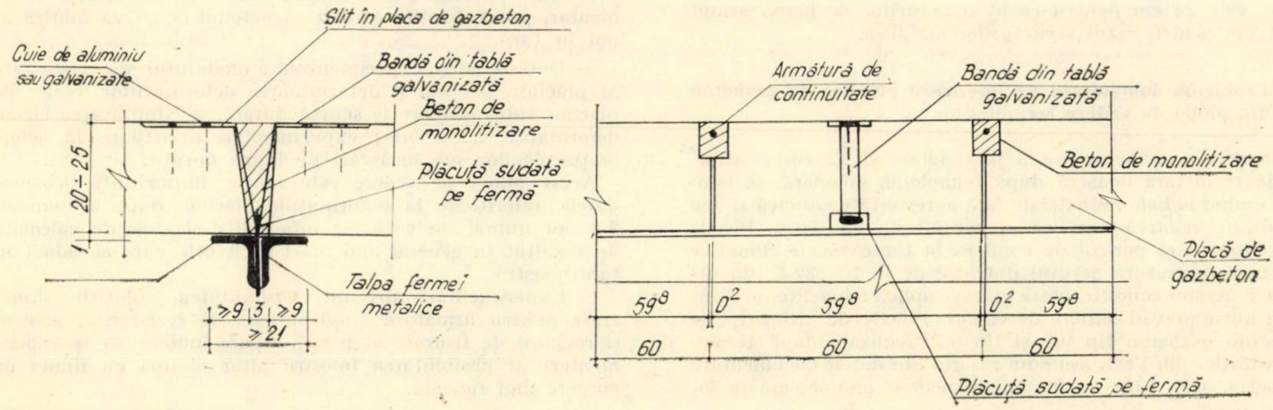

Rost transversal
Placă de gazbeton
2⌀8 în lungul elementului principal de b.a.
Beton de monolitizare
20-25
Mustăţi din elementul principal de b.a.
≥9 6 ≥9
≥21
Element principal de b.a.
Rost longitudinal
Armătura de continuitate
2⌀8 în lungul elementului principal
1⌀8 în rostul longitudinal
Plăci de gazbeton
59⁸
02
59⁸
02
59⁸
60
60
60
Mustăţi din elem. principal de b.a.

Fig. 4 c. Îmbinarea plăcilor de gazbeton fără mustăţi la hale de beton armat

Fig. 4 d. Îmbinarea plăcilor de gazbeton fără mustăţi la hale metalice


Slit în placa de gazbeton
Cuie de aluminiu sau galvanizate
Bandă din tablă galvanizată
Beton de monolitizare
20-25
Plăcuţă sudată pe fermă
Talpa fermei metalice
≥9 3 ≥9
≥21
Armătură de continuitate
Bandă din tablă galvanizată
Beton de monolitizare
Placă de gazbeton
59⁸
0²
59⁸
0²
59⁸
60
60
60
Plăcuţă sudată pe fermă

procedeu care se foloseşte şi în ţările din Apus), întrucît modulul de elasticitate al gazbetonului variază în funcţie de procedeul tehnologic şi materialele folosite.

2.4. Problema realizării îmbinărilor plăcilor de acoperiş sub aspectul seismic

Plăcile de gazbeton de 6 m lungime fabricate în tehnologiile ţărilor din Apus nu sînt prevăzute cu mustăţi, iar prinderea lor de structura de rezistenţă se realizează prin intermediul unor benzi de oţel sau mustăţi lăsate din elementul de reazem şi prin monolitizarea rosturilor de la capetele elementului. Aceste prinderi sînt alcătuite pentru a rezista eforturilor orizontale datorite presiunii vîntului.

În condiţiile ţării noastre, îmbinările plăcilor de gazbeton trebuie adaptate concepţiei actuale de protecţie seismică pentru hale industriale.

La noi în ţară, halele de beton armat sînt proiectate în ipoteza că elementele prefabricate ale acoperişului trebuie să realizeze prin monolitizare o diafragmă capabilă să preia forţele orizontale din cutremur.

În acest sens ar fi indicată realizarea de plăci de gazbeton cu mustăţi şi cu feţele laterale profilate, pentru turnarea unor monolitizări în formă de pană (fig. 4 a). La montaj, mustăţile din plăcile de gazbeton şi mustăţile din elementul de susţinere de beton armat se îndoaie peste două bare continue din oţel-beton dispuse în rostul transversal.

La halele cu structuri metalice se poate considera că preluarea forţelor orizontale din planul acoperişului trebuie să se asigure prin contravîntuiri ale structurii, astfel încît monolitizările să aibă numai rolul de a asigura legarea plăcilor de structură (fig. 4 b).

Totuşi trebuie precizat că pînă în prezent tehnologia fabricării plăcilor de gazbeton cu mustăţi nu este rezolvată satisfăcător şi pentru îmbinarea plăcilor de acoperiş trebuie să se recurgă la alte soluţii. În acest sens, în IPCT, în 1965, s-a elaborat proiectul nr. 2109 ,,Studiu de soluţii pentru plăci de gazbeton fără mustăţi pentru acoperişuri de hale industriale", în care se propun spre experimentare o serie de îmbinări pentru plăcile de acoperiş din gazbeton adaptate după cele care se folosesc în prezent în străinătate.

În figurile 4 c şi 4 d se prezintă cu caracter informativ unul din tipurile de îmbinări din proiectul IPCT 2109 mai sus menţionat. Eficacitatea acestei soluţii de îmbinare, precum şi dacă aderenţa dintre mortarul turnat în rosturi şi plăci se realizează în mod efectiv nu pot fi confirmate decît pe cale experimentală.

Cu privire la lăţimea de rezemare a plăcilor, în literatura de specialitate se găsesc valori diferite, cuprinse între 5 şi 7,5 cm.

La noi în ţară, pentru plăcile de beton celular autoclavizat de 3 m lungime, lăţimea minimă de rezemare a fost prevăzută de 7 cm, iar pentru elementele de beton armat de 6 m lungime, lăţimea de rezemare este de 9 cm (exemplu chesoane de beton armat — Pr. IPCT 2063). În prezentul articol, pentru plăcile de gazbeton de 6 m, lăţimea de rezemare s-a prevăzut tot de 9 cm. Această valoare apare şi mai justificată la plăci de gazbeton, comparativ cu elementele de beton armat, deoarece materialul gazbeton este mai friabil şi pot apărea eventuale ştirbituri la muchii, cu ocazia transportului, manipulărilor şi montajului.

Rezultă astfel că lăţimea minimă a elementului de rezemare este 24 cm pentru cazul structurilor de beton armat şi 21 cm pentru cazul structurilor metalice.

2.5. Problema domeniului de folosire a plăcilor de gazbeton din punct de vedere termotehnic

Plăcile din gazbeton de 3 m lungime şi 12 cm grosime, fabricate în ţara noastră după tehnologia poloneză, se folosesc numai la hale industriale fără agresivitate chimică şi cu umiditate relativă maximă a aerului de 50—60%. Plăcile se folosesc fără pericol de condens în toate zonele climatice pentru temperatura aerului din hale de la 10—22°C. Ca urmare a acestor condiţii, peste plăci se aplică o învelitoare etanşă şi nu se prevăd bariere de vapori. Plăcile de acoperiş de 6 m din gazbeton tip 0,5 şi tip 0,7, realizate după tehnologia ţărilor din Vest, aşa cum rezultă din datele documentare punctul 1.4), sînt recomandate pentru un domeniu de folosire mult mai larg decît cel prevăzut în Normativul C 12—62 pentru plăcile de 3 m lungime. Aceste plăci se pot folosi la hale cu umidităţi relative ale aerului pînă la 80% şi la hale cu anumite degajări de gaze corosive, însă numai cu aplicarea măsurilor constructive citate la punctul 1.4.

De asemenea, plăcile din gazbeton de 6 m deschidere, avînd o grosime mai mare decît plăcile de 3 m, asigură un grad de izolare termică superior, astfel încît cheltuielile de investiţie şi de exploatare ale instalaţiilor termice sînt mai mici.

2.6. Concluzii

a. Din literatura de specialitate rezultă că în străinătate plăcile de gazbeton se folosesc tot mai mult pentru construcţiile civile şi industriale, date fiind :

— Proprietăţile tehnice avantajoase ale acestui material (rezistenţă mare în raport cu densitatea aparentă ; capacitate de izolare termică mai mare decît a altor materiale folosite pentru elemente de rezistenţă, caracteristici corespunzătoare din punct de vedere al dilatării termice, contracţiei, izolării fonice etc.).

— Performanţele calitative superioare care se pot obţine la produsele din gazbeton :

— omogenitatea materialului obţinută prin controlul riguros al procesului de fabricaţie

— aspectul calitativ superior (muchii drepte, culoare uniformă etc.)

— toleranţele de execuţie foarte mici, de ordinul a ± 0,5— — 1 mm pentru toate cele trei dimensiuni.

b. Din analizarea comparativă a tipurilor de plăci prezentate în tabela 2 se constată următoarele :

— Folosirea gazbetonului tip 0,5 conduce la greutăţi ale subansamblului de acoperiş mai mici decît pentru gazbetonul tip 0,7 şi comparabile cu celelalte soluţii de acoperiş care se folosesc în prezent în ţara noastră.

— Mărirea înălţimii plăcii de la 20 la 25 cm conduce la o reducere sensibilă a consumului de oţel şi la creşterea rigidităţii plăcii, astfel încît apar mai avantajoase plăcile de 22,5 şi 25 cm grosime.

— Armarea cu sîrmă trasă reduce consumul de oţel cu circa 21% ÷ 31 %.

— Cele mai avantajoase soluţii din punct de vedere economic sînt variantele ,,H" şi ,,G". Astfel, consumul de oţel în plăci, inclusiv monolitizările, este :

— 8,30 kg/m^2 la placa din gazbeton tip 0,5 — 600 × 60×25 ;

— 9,25 kg/m^2 la placa din gazbeton tip 0,7 — 600 × 60 × × 22,5.

Aceste plăci sînt armate cu sîrmă trasă mată pentru armătura longitudinală de rezistenţă şi oţel-beton OL 38 pentru armătura transversală de ancoraj şi armătura constructivă.

c. Proiectarea tipurilor de plăci din prezentul studiu s-a făcut pe baza caracteristicilor gazbetonului prezentate la punctul 2.1. Stabilirea acestor caracteristici s-a făcut pe baza datelor documentare cu privire la gazbetonul fabricat în tehnologiile din Occident, iar în lipsa unora din ele pe baza datelor corespunzătoare din instrucţiunile de calcul poloneze.

d. Concluziile rezultate din comparaţia tehnico-economică făcută mai sus pot fi considerate valabile pentru ţara noastră, în cazul în care s-ar face următoarele experimentări :

— Confirmarea experimentală a faptului că densitatea aparentă la umiditatea normală a elementelor şi datele privitoare la rezistenţa gazbetonului, luate din materialul documentar, pot fi folosite pentru gazbetonul ce se va fabrica la noi în ţară.

— Determinarea experimentală a modulului de elasticitate al plăcilor, precum şi determinarea deformaţiilor reale ale plăcilor sub încărcări de scurtă durată, şi compararea lor cu deformaţiile admisibile ; experimentări privitoare la deformaţia plăcilor sub încărcări de lungă durată.

Acest punct de vedere este foarte important, deoarece datele referitoare la deformaţiile plăcilor date la punctul 2.3 au numai un caracter informativ şi săgeţile calculate au rezultat în general mai mari decît cele care se admit în ţara noastră.

— Experimentări privind posibilitatea folosirii sîrmei trase pentru armătura longitudinală de rezistenţă, precum şi regimul de fisurare al plăcii. Apare indicat să se experimenteze şi posibilitatea folosirii altor oţeluri cu limita de curgere mai ridicată.

e. Întrucît dificultăţile tehnologice legate de fabricarea plăcilor de gazbeton cu mustăţi sînt foarte mari (şi în general nu au putut fi soluţionate total pînă în prezent), apare indicată experimentarea în condiţiile ţării noastre a unor soluţii de îmbinare pentru plăci de acoperiş din gazbeton, fără mustăţi.

Bibliografie

[1] * * * Manual „Siporex" – Internaţionala Siporex A. B.

[2] Lewicki J., Arendorski B. şi Gajownik G.: *Instrucţiuni pentru proiectarea plăcilor de acoperiş din beton celular autoclavizat.* Varşovia, 1963.

[3] * * * *Elemente de dimensiuni mari din beton celular.* Varşovia, 1962.

[4] * * * *Condiţii tehnice pentru proiectarea construcţiilor din beton celular autoclavizat.* Comitetul de Stat pentru Construcţii al Ministerelor U.R.S.S. – Moscova, 1960.

[5] * * * *Instrucţiuni pentru folosirea betonului celular autoclavizat.* Ministerul Construcţiilor R.S.C. – Praga, 1964.

[6] * * * DIN 4223 – *Plăci armate pentru acoperişuri şi planşee din gazbeton şi beton spongios întărit prin aburire*, Ediţie 1958.

[7] * * * *Instrucţiuni pentru folosirea betonului poros autoclavizat.* Varşovia, 1964.

[8] Siegfried Reinsdorf: *Betonul uşor*, Berlin 1963.

[9] * * * *Light weight concrete* – RILEM – Simpozion Göteborg, 1960.

[10] Diula Rudnai: *Betonul uşor*, Moscova, 1964.

[11] * * * *Studiul elementelor de construcţii armate din betoane celulare.* Moscova, 1963.

[12] * * * Prospecte Siporex – Stockholm.

[13] * * * Prospecte Ytong – Stockholm.

DOCUMENTARE

PROCEDEE ORIGINALE PENTRU CONSTRUIREA UNUI IMOBIL ANTISEISMIC

La Long Beach (California), pe ţărmul oceanului Pacific, a început construcţia unui imobil-turn cu 33 etaje, avînd 200 de apartamente, iar la partea superioară un restaurant rotativ.

Turnul este amplasat la 200 m de plaje, pe un teren cu suprafaţa de 73 × × 30 m, mărginit spre ocean de o promenadă, iar pe partea opusă de un bulevard situat cu circa 9 m mai sus. Această denivelare a fost folosită pentru a construi patru niveluri de garaje, pe al căror acoperiş, de unde începe turnul, este amenajată o grădină cu piscină.

În această regiune a Californiei terenul este foarte scump şi se caută deci să se rentabilizeze orice construcţie, multiplicînd numărul apartamentelor; se consideră că nu este economic să se construiască un imobil cu mai mult de 13 etaje decît dacă se depăşeşte mult înălţimea de 50 m pentru a se putea accepta procedee de execuţie amortizabile. Construcţia turn are de data aceasta 33 etaje şi 99 m înălţime.

Long Beach fiind situat într-o zonă seismică de care trebuie să se ţină seamă în proiectarea unei construcţii înalte, proiectanţii au calculat structura de rezistenţă cu ajutorul unei maşini electronice de calcul, luînd în considerare încărcările orizontale date nu de un cutremur de gradul 7, ci de o explozie nucleară ale cărei efecte, cînd este vorba de zguduirea unui imobil, sînt considerabile.

Pe baza acestor studii s-a proiectat structura formată dintr-un corp central cilindric, cu diametrul de 9,75 m, care grupează circulaţia pe verticală şi conductele de instalaţii. Acest turn este înconjurat de un al doilea, cu un diametru de 14 m (fig. 1). Spaţiul cuprins între pereţii celor două turnuri este utilizat drept coridor circular pentru deservirea apartamentelor. Planşeele reazemă pe zidul exterior al corpului central şi pe 12 stîlpi metalici montaţi la interax de 8,5 m, pe un cerc cu raza de 16 m. Faţă de aceşti stîlpi, planşeele ies în consolă cu 3 m, diametrul total al turnului fiind de 38 m, iar suprafaţa fiecărui etaj de 1 173 m².

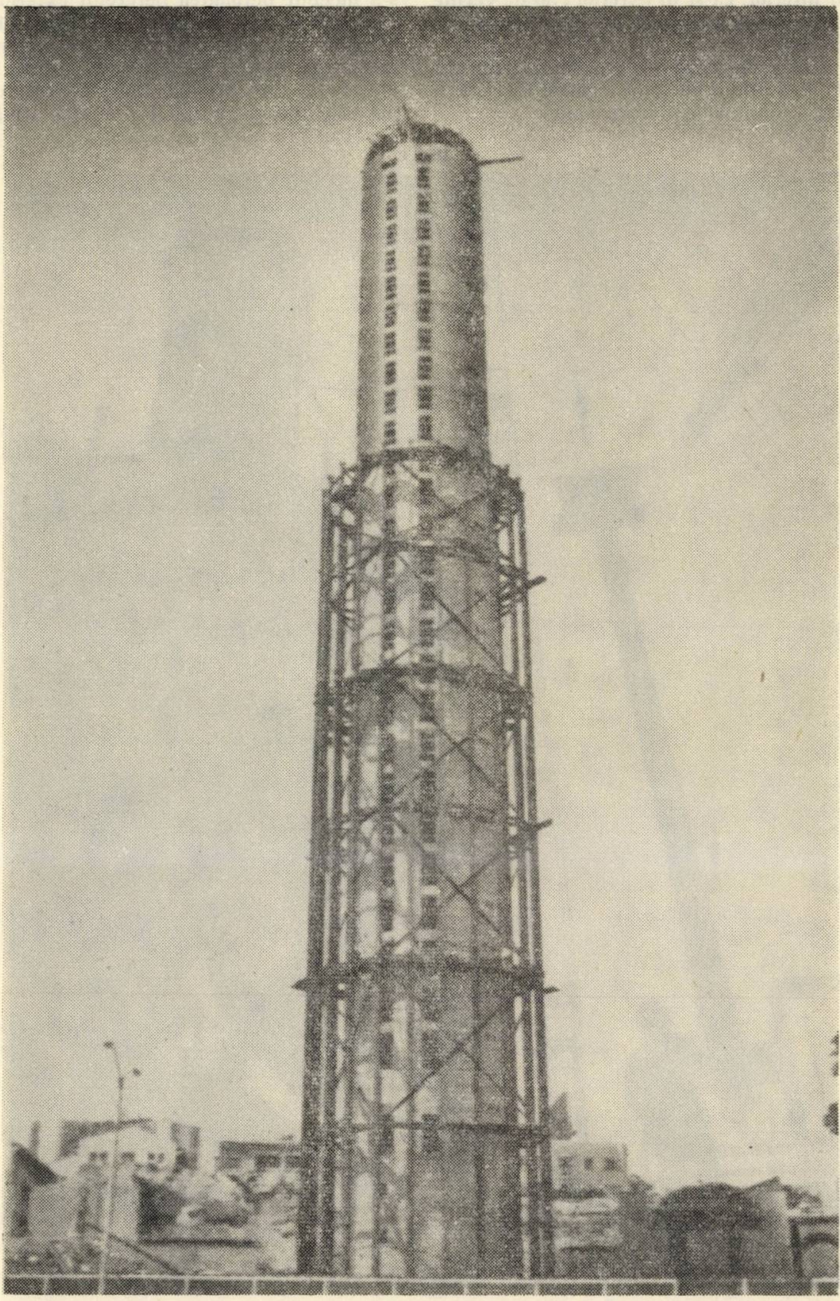


Fig. 1

Pentru realizarea dalelor de planşeu, din beton precomprimat, cu o grosime de 20 cm (înălţimea liberă între planşee fiind de 2,66 m) s-a folosit sistemul de turnare prin suprapunere la sol în cofraje din placaj.

În anul 1924, cînd s-a început construirea unui imobil pe acest teren nisipos, au fost bătuţi 900 piloţi din beton. Acum au fost plasaţi încă 900, dintre care circa 800 au fost grupaţi pe amplasamentul turnului. Pe capetele acestor piloţi a fost construită o platformă de beton cu un diametru de 39,60 m şi o grosime de 1,20 m, atingînd chiar 2,70 m în dreptul piloţilor. Această platformă s-a armat foarte puternic, cu 380 t oţel.

O dată platforma realizată, s-a trecut la construirea corpului central cu ajutorul unui cofraj glisant, care permite turnarea concomitentă a cilindrului şi a pereţilor despărţitori interiori. Cofrajul din lemn, pe două etaje, permite unei echipe de 30 muncitori să lucreze tot atît de bine în interior, ca şi în exterior ; 30 de verine au asigurat ridicarea cu o viteză de 25 cm/oră.

Lucrîndu-se 24 de ore din 24, durata de execuţie a corpului central interior a fost de numai două săptămîni.

A doua operaţie, realizarea peretelui periferic al corpului central, a fost mai delicată. Astfel, acest perete din beton armat trebuie să fie întărit prin 24 stîlpi-cheson din tablă de oţel, cu secţiunea de 30 × 30 cm la bază şi de 20 × 20 cm la vîrf. Punerea în operă a acestor stîlpi a constituit problema cea mai complicată (fig. 2).

Contravîntuirea laterală fiind imposibilă, antreprenorul a hotărît să folosească grinzi curbe din lemn în formă de segment de cerc, care s-au aşezat la faţa interioară a stîlpilor.

Grinzile de lemn asamblate şi fixate de corpul central interior au format astfel, la fiecare patru etaje, o şaibă pe care stîlpii s-au putut poziţiona exact şi fixa.

Astfel s-a ridicat centura stîlpilor-cheson numai pînă la etajul al 14-lea, pentru a se limita numărul grinzilor provizorii de fixare, care au fost reutilizate apoi la nivelurile superioare.

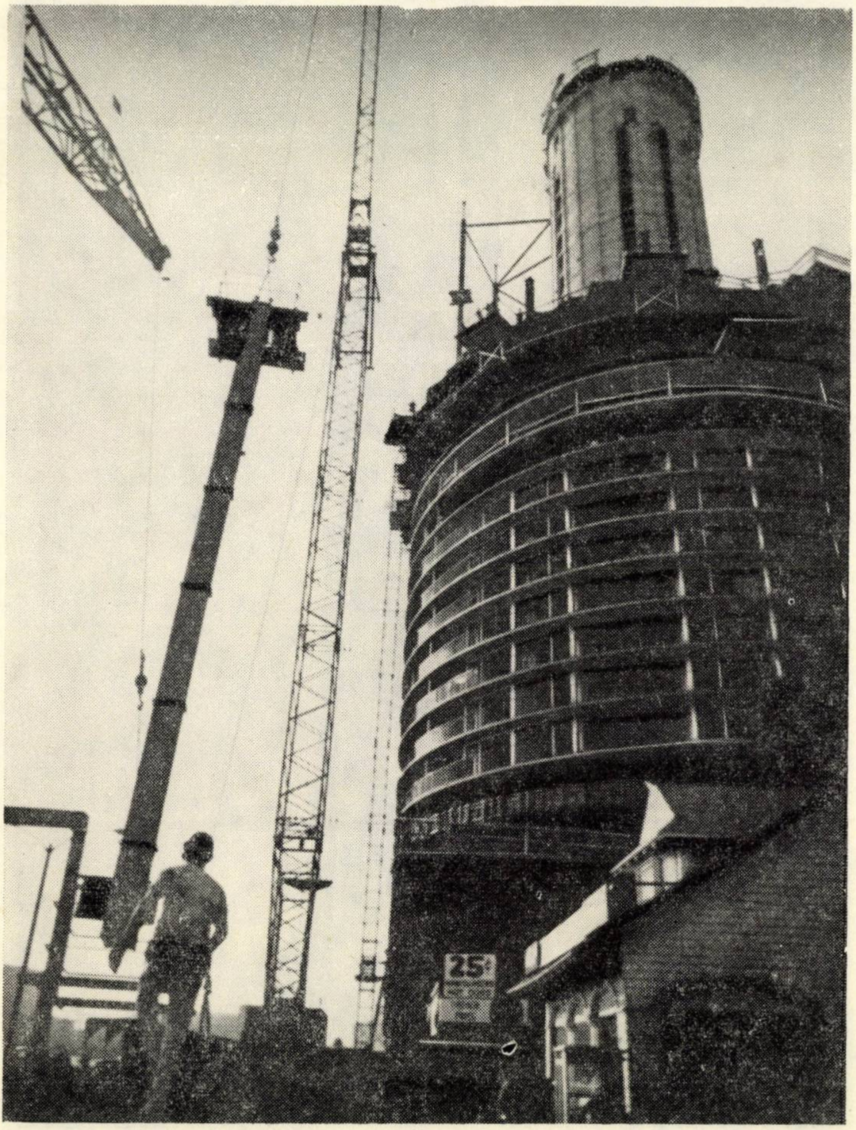
S-a montat apoi cofrajul glisant şi s-a început betonarea peretelui exterior, cu o grosime de 38 cm pînă la etajul 13 şi apoi de 20 cm. Cînd stîlpii au fost înecaţi în beton şi cînd cofrajul de la etajul 14 s-a apropiat de extremitatea lor s-au montat stîlpii din etapa următoare şi s-a continuat betonarea pînă la al 34-lea nivel.

O dată terminat cilindrul cu pereţi dubli ai corpului central, s-a atacat inelul exterior format din 12 stîlpi-cheson metalici, cu o secţiune de 50 × 50 cm şi realizaţi la bază din tole de 38 mm grosime, care descreşte pînă la 6 mm la creştet. Cînd stîlpii au atins al 15-lea nivel, s-a început turnarea dalelor de planşeu, ale căror cabluri radiale de precomprimare s-au ancorat în zidul exterior al corpului central. Cînd planşeele au ajuns la 6 m de capătul superior al stîlpilor, aceştia au fost prelungiţi şi confecţionarea dalelor a continuat.

Construcţia este înconjurată de balcoane şi are faţada în întregime vitrată.

Bâtir, nr. 149, iunie 1966

Fig. 2



PRODUSE CHIMICE PENTRU CURĂŢIREA FAŢADELOR

Aceste produse se găsesc sub formă de praf care trebuie dizolvat pînă la starea de lichid sau pastă.

Ele sînt studiate în special pentru curăţirea pietrei calcaroase, a cărămizilor şi a betonului, putînd fi aplicate şi pe alte materiale, cîmpul de folosire variind de la un produs la altul.

Firmele producătoare din Franţa nu divulgă compoziţia chimică a acestor substanţe, însă, pentru cea mai mare parte dintre ele, substanţa de bază este fluorura de amoniu. Altele sînt fabricate pe bază de sodiu şi de potasiu.

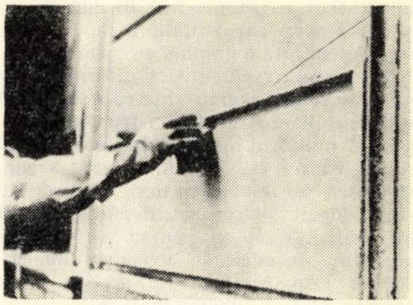


Fig. 3

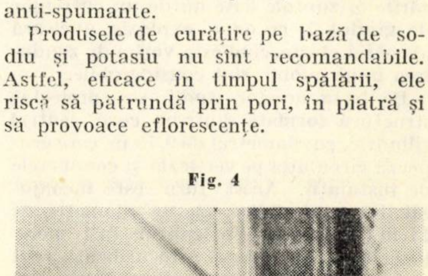
La produsul de bază se mai adaugă :

— un detergent slab, care facilitează curăţirea murdăriei ;

— produse anti-salpetru, bactericide, anti-spumante.

Produsele de curăţire pe bază de sodiu şi potasiu nu sînt recomandabile. Astfel, eficace în timpul spălării, ele riscă să pătrundă prin pori, în piatră şi să provoace eflorescenţe.

Fig. 4



În ceea ce privește produsele pe bază de fluorură de amoniu, acestea se pare că nu constituie un pericol pentru piatră, cînd sînt aplicate conform indicațiilor de fabricație.

S-au făcut încercări de laborator pentru :

— a compara calitățile pietrei înainte și după spălare ;

— a compara efectele spălării cu apă și cu peria, în raport cu cele ale spălării cu produse chimice.

Concluziile acestor încercări sînt următoarele :

— din punctul de vedere al aspectului și al caracteristicilor fizice, produsele chimice nu sînt dăunătoare pietrei ;

— produsele chimice lucrează descompunînd o peliculă de piatră în locul unde piatra este impregnată de murdărie ;

— respectînd modul de folosire (concentrația, durata de aplicare, limpezitul cu apă) calciul din piatră este conservat, pelicula de piatră descompusă nefiind decît de cîteva zecimi de milimetru. Neverificîndu-se diluția, durata aplicării etc. există riscul de a se descompune piatra mai în adîncime. Cele mai agresive produse chimice din acest punct de vedere sînt cele în stare lichidă.

Produsele pe bază de fluorură de amoniu anulează luciul sticlos, reacționînd asupra silicei. De menționat că aceste produse atacă de asemenea unele metale și suprafețele polisate.

În vederea dizolvării prafului în apă, dozajul praf-apă variază după :

— gradul de murdărie al materialului ;

— calitatea materialului și în special porozitatea.

În general se recomandă un dozaj de bază de 1 kg praf pentru 2—3 litri de apă.

Operația propriu-zisă de curățire se compune din :

— umezirea și perierea fațadei pentru a înlătura impuritățile neaderente ;

— aplicarea pastei sau a lichidului cu pensula de zugrăvit, într-unul sau mai multe straturi, după caz (fig. 3) ;

— timpul de acțiune, care poate varia de la 10 minute la mai multe ore, în funcție de produs ;

— periere și umezire ușoară ;

— spălarea abundentă cu jet (fig. 4).

Pentru a se obține un bun rezultat, după curățirea murdăriei de pe suprafață, se poate modifica concentrația în praf sau timpul de aplicare.

Este preferabil să se varieze timpul de aplicare și umezire, și chiar să se aplice de două ori pasta pe suprafață, decît să se facă o aplicare prelungită.

Spălarea are ca scop principal să elimine complet reziduurile și mai ales sărurile solubile care ar putea să dea o colorație nedorită pietrei.

Ca și la spălarea cu apă, trebuie să se aștepte circa o lună pentru ca piatra să ia un aspect definitiv.

Printre măsurile de precauție care trebuie luate sînt :

— protecția geamurilor și a suprafețelor polisate și a metalelor cu un înveliș de polietilenă de 15/100 mm ;

— muncitorii trebuie să poarte mănuși de cauciuc și ochelari de protecție ;

— să se folosească vase din lemn sau material plastic și perii din PVC sau din fir suplu de alamă ;

— unele produse nu este recomandabil să fie aplicate la o temperatură prea ridicată.

Bâtir, nr. 145, februarie, 1966

NOUA CLĂDIRE PENTRU MAȘINI ELECTRONICE

La Seattle s-a terminat de curînd o nouă clădire a Societății International Business Machines.

Construcția, pe un plan pătrat cu latura de 34,40 m și înaltă de 70 m (18 etaje), este amplasată pe o esplanadă. Din punct de vedere tehnic, punctul cel mai interesant al acestei realizări rezidă în folosirea combinată a betonului armat și a tuburilor de oțel.

Corpul central este o construcție din beton armat, pe un plan de asemenea pătrat, grupînd circulația pe verticală, grupurile tehnice și sanitare.

Dalele groase de planșeu (dale cheson) leagă, cu o deschidere de 10,36 m, corpul central de structura metalică exterioară din tuburi de oțel cu diametrul de 63 mm, așezate la o distanță interax de 0,71 m ; tuburile sînt îmbinate cu sudură de planșee și reazemă pe arcadele de la parterul edificiului.

Aceste arcade, în spatele cărora fațadele vitrate ale parterului sînt retrase cu aproape 3 m, sînt realizate din oțel. Fiecare față a imobilului sprijină deci pe trei stîlpi situați între două arce și două semiarce. Arcadele metalice sînt acoperite cu elemente prefabricate din beton, finisate cu agregate de cuarț.

În timp ce arcadele erau în construcție, s-a început executarea corpului central și a dalelor de la primele două etaje turnate tradițional pe cofraje în formă de chesoane, montate pe eșafodaje clasice.

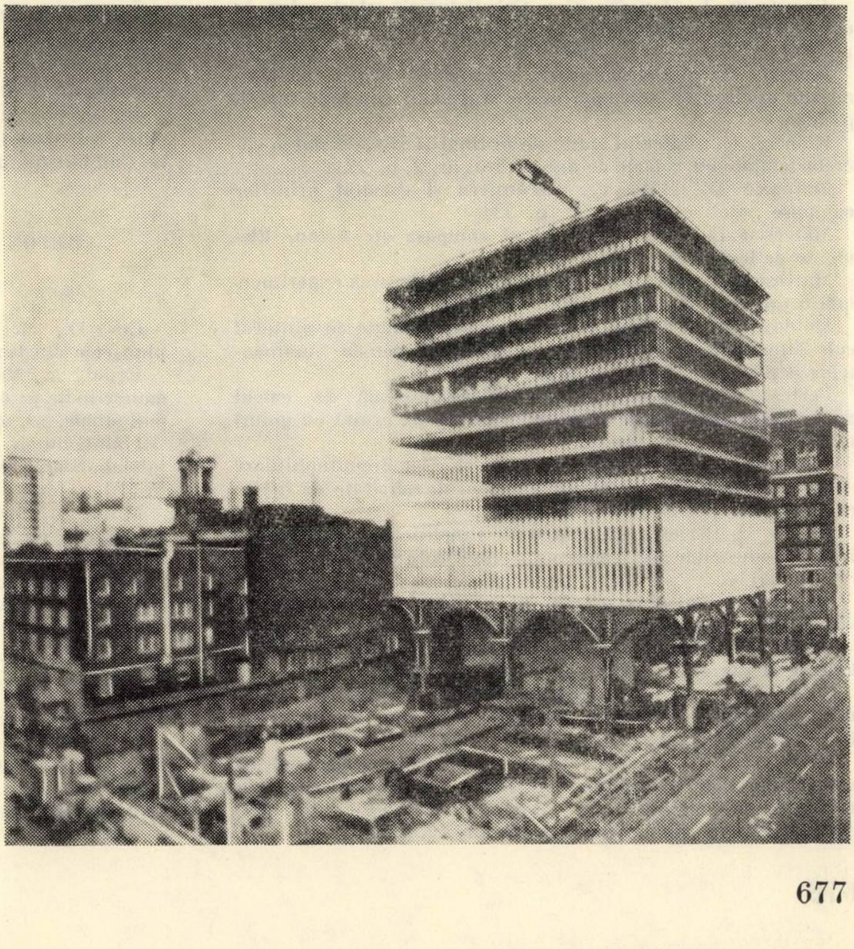
După întărirea betonului preparat cu agregate ușoare, folosit pentru ansamblul corpului central, s-a montat primul nivel al structurii metalice exterioare, formată din 48 tuburi de oțel. Tuburile au diametrul exterior constant (63 mm) pe toată înălțimea clădirii, dar oțelul folosit și grosimea lor diferă pe înălțimea etajelor (fig. 5).

Astfel, pînă la etajul 9, s-a folosit oțel cu o rezistență la flexiune de 70 kg/mm^2, în tuburi cu grosimea variabilă de la 10 la 5,5 mm, în timp ce pentru nivelurile superioare s-a folosit oțel cu o rezistență de 24,5 kg/mm^2 în tuburi cu o grosime de la 8,7 la 5,5 mm.

Executarea acestei structuri a fost dificilă, deoarece toleranța admisă era infimă (sub 12 mm pe o înălțime de 70 m).

Pentru a ușura execuția, constructorul a folosit un gabarit pe care erau așezate și îmbinate în buloane, cu mare precizie, șapte tuburi aliniate la sol : numărul acestor gabarite era suficient ca să poată fi pozat dintr-o dată tot perimetrul clădirii. Tuburile, avînd înălțimea unui nivel între planșee (cu excepția primului rînd, mai înalt, pentru a permite următoarelor să depășească cu 50 cm planșeul superior), erau montate șapte cîte șapte, încastrate temporar și contravîntuite înainte de a fi sudate cap la cap și fixate de asemenea prin sudură și prin buloane de capetele dalelor. O dată dalele fixate definitiv, se demontau gabaritele și începea turnarea dalei următoare.

Fig. 5



Pentru protejarea acestor tuburi împotriva intemperiilor și a incendiului arhitecții au ales o soluție nu numai eficace din punct de vedere tehnic, dar și estetică. Soluția constă în încastrarea tuburilor în,,profile''prefabricate din beton precomprimat finisate cu agregate de cuarț. Aceste elemente (au fost necesare aproape 2 000) au fost pozate două cîte două cu ajutorul gabaritelor, care ușurează manevrarea cu macaraua. Ele au fost fixate de tuburi prin puncte de sudură electrică prin intermediul unor pane metalice înglobate în tălpile laterale de la prefabricare. O dată elementul definitiv fixat, golul din fața piesei de beton, care permite încastrarea tubului, a fost completat cu mortar. Fațada astfel formată a fost striată pe toată înălțimea cu bare înguste (de maximuim 20 cm grosime), între care s-au montat geamurile prin fixare în profile de aluminiu, pe toată înălțimea liberă a etajului; rebordul dalei a fost îmbrăcat cu panouri de tablă de aluminiu presată. Se menționează că fațada a fost montată în întregime din interiorul clădirii, fără a se folosi eșafodaje exterioare.

Bâtir, nr. 149, iunie 1966

E 1688

Sumar general pe anul 1966

CALCULUL, TEORIA ȘI ÎNCERCAREA CONSTRUCȚIILOR

Avram N. C., Filimon I., Seleș L., Crișan R. : **Elemente de beton simplu supuse la torsiune**, nr. 5—6, p. 252.

Avram N. C., Deutsch I., Crișan R., Seleș L. : **Considerații asupra ruperii elementelor prismatice de beton armat alcătuite cu bare longitudinale și etrieri, solicitate la torsiune pură**, nr. 9—10, p. 492.

Constantinescu D. : **O posibilitate de simplificare a verificării elementelor de beton armat întinse centric sau încovoiate, la starea limită de deschidere a fisurilor**, nr. 12, p. 635.

Coșa D. : **Considerarea deformabilității axiale a barelor în metoda deplasărilor**, nr. 4, p. 179.

Csonka P. : **Procedeu simplificat pentru calculul cadrelor etajate la încărcări date de vînt**, nr. 1, p. 17.

Csonka P. : **Plăci curbe subțiri sectoriale pe contur poligonal, trasate după o cuadrică**, nr. 4, p. 195.

Dalban C., Chesaru E., Popescu R., Mosora N., Ghiță N. : **Comportarea în domeniul elastic-plastic a grinzilor continue cu goluri în inimă**, nr. 5—6, p. 256.

Friederich R. : **Coeficienți pentru calculul grinzilor continue și al cadrelor cu un nivel**, nr. 1, p. 21.

Georgescu I. : **Calcularea cadrelor plane dreptunghiulare cu calculatorul electronic**, nr. 4, p. 212.

Georgescu I., Ionescu C. : **Calculatoarele electronice în construcții. Introducere în programarea calculelor (I)**, nr. 8, p. 396.

Georgescu I., Ionescu C. : **Calculatoarele electronice în construcții. Introducere în programarea calculelor**, nr. 11, p. 591.

Ionescu Ed. : **Determinarea momentelor static nedeterminate produse de precomprimare la grinzile continue**, nr. 8, p. 399.

Keintzel E. : **Calculul static de ordinul II și stabilitatea cadrelor etajate cu zidărie de umplutură**, nr. 2, p. 77.

Mateescu D., Bota V. : **Alcătuirea și calculul grinzilor compuse ,,oțel-beton''**, nr. 7, p. 334.

Mateescu D., Bota V. : **Grinzi compuse oțel-beton, Elemente de legătură**, nr. 8, p. 385.

Mateescu D., Mercea Gh. : **Calculul și încercarea experimentală a grinzilor metalice ajurate**, nr. 3, p. 126.

Moldovan I. : **Calculul structurilor multietajate cu ajutorul calculatoarelor electronice cifrice, folosind metoda ,,momentelor active''**, nr. 5—6, p. 272.

Perjescu M., Rușcă C. : **Metodă simplificată de calcul pentru hale industriale, avînd stîlpi din beton armat cu goluri mari**, nr. 9—10, p. 469.

Petcu V. : **Comportarea plastică a plăcilor dreptunghiulare de beton armat, rezemate pe tot conturul, solicitate de încărcări uniform distribuite**, nr. 4, p. 186.

Rușcă C., Perjescu M. : **Metodă simplificată de calcul al halelor industriale din elemente prefabricate de beton armat**, nr. 3, p. 117.

Soare M. : **Calculul practic al plăcilor subțiri cilindrice din beton armat. Stadiul actual al problemei**, nr. 4, p. 198.

Soare M. : **Plăci curbe subțiri prefabricate pentru acoperirea halelor de mare deschidere**, nr. 9—10, p. 449.

Soare M., Petcu V. : **Studiul teoretic și experimental al unor plăci dreptunghiulare de beton armat cu oțel de rezistență superioară**, nr. 11, p. 608.

Vasiliev Gh., Cunescu E. : **Tendințe în dezvoltarea metodelor moderne de determinare a stării de tensiune și deformație în zonele de contact ale învelitorilor subțiri cilindrice, cu aplicații la calculul cuptoarelor rotative**, nr. 12, p. 625.

CONSTRUCȚII SOCIAL-CULTURALE, DE LOCUINȚE, INDUSTRIALE, SPECIALE ȘI AGROZOOTEHNICE

Asandei G., Georgescu M., Ianculescu C., Ionescu V., Neagu I. : **Executarea, la U.C.M.—Copșa Mică a unui castel de apă de 300 m^3 capacitate prin liftarea rezervorului concomitent cu glisarea turnului**, nr. 1, p. 9.

Guțu H. V., Ceciu A. : **Sistematizarea zonei de vest a stațiunii Mamaia. Amenajarea malurilor lacurilor Siut-Ghiol și Tăbăcăriei**, nr. 4, p. 169.

Iliescu S., Racoviță M. : **Structuri de acoperiș cu pane în două pante cu contrafișe**, nr. 3, p. 113.

Neacșu I., Munteanu V. : **Magazia frigorifică din portul Constanța**, nr. 9—10, p. 460.

Neagu Gh. : **Contribuții la executarea construcțiilor din cofraje glisante. O soluție nouă de realizare a planșeelor în flux cu pereții la construcțiile cu mai multe niveluri**, nr. 9—10, p. 457.

Niculin N., Keintzel E. : **Acoperiș din paraboloizi hiperbolici la centrul de cartier Steagul Roșu — Brașov**, nr. 11, p. 582.

Pașnicu Al. : **Pod alcătuit din grinzi prefabricate de beton precomprimat montat cu ajutorul funicularului**, nr. 5—6, p. 234.

Patelli T., Mihul A., Capatu C. : **Asupra betonării pe timp friguros în cofraje glisante la construcția unui siloz de făină de mare capacitate (20 celule)**, nr. 11, p. 584.

Pislărașu C., Munteanu V. : **Complexul frigotehnic ,,Parc Floreasca'' — București. Patinoar artificial și fabrică de gheață**, nr. 1, p. 1.

Stoica R., Stancu C. : **Utilizarea instalațiilor etajate de filtre aciculare în execuția unui decantor de mare capacitate la Combinatul de fibre artificiale Brăila**, nr. 5—6, p. 238.

BETON ARMAT PREFABRICAT ȘI BETON PRECOMPRIMAT

Coșa D., Păcurariu D. : **Tensionarea grinzilor marginale la planșeele din beton armat**, nr. 7, p. 348.

Erdely A., Mihul A., Zăicescu D. : **Panouri de beton, precomprimate pe două direcții, cu armătura dispusă după trasee poligonale**, nr. 2, p. 69.

Halmagiu M., Topa N. : **Linii tehnologice pentru executarea jgheaburilor prefabricate din beton precomprimat**, nr. 11, p. 573.

Mihul A., Leonte C., Patraș M., Cuciureanu A. : **Grinzi cu zăbrele cu talpa inferioară poligonală precomprimată cu armătura preîntinsă**, nr. 5—6, p. 225.

Mlosch P. : **Îmbinările în noduri la schelete de beton armat executate din elemente prefabricate**, nr. 5—6, p. 266.

MECANIZAREA CONSTRUCȚIILOR

Mihăilescu Șt. : **Contribuții la studiul betonierelor cu amestecare forțată**, nr. 1, p. 41.

Mihăilescu Șt. : **Calculul puterii necesare amestecării la turbomalaxoarele utilizate la prepararea betoanelor**, nr. 9—10, p. 490.

FINISAJE, IZOLĂRI ȘI PROTECȚIE ANTICOROSIVĂ

Coandă S., Damian C., Popeea Gh. : **Încercări asupra sensibilității la coroziune a unor tipuri noi de armături pentru beton precomprimat**, nr. 7, p. 374.

Constantinescu R., Angelescu M. : **Scurtarea duratei de execuție a lucrărilor de finisaj**, nr. 4, p. 212.

Gurgui C. : **Contribuții la realizarea finisării superioare a construcțiilor**, nr. 9—10, p. 550.

Mlosch P. : **Cauzele coroziunii în oțel și măsurile pentru prevenirea ei**, nr. 8, p. 406.

Moraru D., Barbu I. : **Observații asupra unor construcții de pe litoral privind coroziunea în climat marin**, nr. 3, p. 150.

INSTALAȚII

Antohi L. : **Contribuții la îmbunătățirea bateriilor de încălzire pentru funcționare cu apă caldă sau fierbinte (supraîncălzită)**, nr. 9—10, p. 484.

Antohi L. : **Corpuri de încălzire cu lichid intermediar**, nr. 12, p. 663.

Drăghici N. N. : **Compensarea dilatării conductelor**, nr. 7, p. 354.

Drăghici N. N. : **Izolarea termică a conductelor**, nr. 11, p. 601.

Ilina M. : **Alegerea numărului optim de cazane la instalațiile de încălzire centrală**, nr. 3, p. 133.

Petrescu A. : **Probleme actuale ale alimentării cu căldură a ansamblurilor urbane în România**, nr. 2, p. 90.

Stoica L. : **Iluminatul artificial și compensarea radiațiilor solare în halele industriale fără ferestre**, nr. 2, p. 83.

GEOTEHNICĂ ȘI FUNDAȚII

Beleș A., Stănculescu I., Schally V. : **Fundarea de adîncime în loess sensibil la înmuiere cu piloți cu bulb de tip Franki formați în teren**, nr. 7, p. 321.

Botea E., Manoliu I. : **Aspecte ale conlucrării între construcție și teren la fundațiile pe piloți**, nr. 12, p. 643.

Drăghici N. N. : **Fundații pentru pompele instalațiilor de încălzire centrală**, nr. 5—6, p. 276.

Gereb T., Posea N., Murgulescu S., Manea C. : **Efectul umpluturilor laterale la fundații masive de mașini**, nr. 12, p. 646.

Juster Ed., Petcov L., Hîncu V. : **Restabilirea caracterului monolit al unor fundații de turbogeneratoare cu ajutorul rășinilor sintetice**, nr. 5—6, p. 280.

Marcu A., Stoica R. : **În legătură cu stabilirea modulului de deformație al terenului în calculul tasării construcțiilor**, nr. 3, p. 131.

Păunescu M., Gîdea A., Gruia A. : **Despre factorii care influențează rezultatele penetrării dinamice cu con**, nr. 8, p. 426.

TEHNOLOGIA MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII

Almăjan S., Crupenschi C., : **Influența calității nisipului asupra nivelului tehnic al producției de geamuri**, nr. 3, p. 138.

Bilcescu C. : **Cuptorul ciclon și perspectivele aplicării sale în industria silicaților**, nr. 11, p. 605.

Buda Al., Simon L., Szabo S. : **Intensificarea procesului de măcinare a cimentului prin adăugarea substanțelor tensioactive superficiale**, nr. 1, p. 33.

Ionescu I., Enculescu M. : **Asupra metodelor de determinare a rezistenței (mărcii) cimenturilor**, nr. 5—6, p. 284.

Martaian D. : **Ipsosuri românești utilizate la forme pentru obiecte sanitare din porțelan**, nr. 3, p. 147.

Opriș S. : **Aspecte ale analizei consumului de piese de schimb în industria de ciment**, nr. 3, p. 142.

Popescu C., Dorojan S., Theodorescu N. : **Experimentări în vederea utilizării morilor tubulare cu bare la măcinarea umedă a materiilor prime pentru industria cimentului**, nr. 2, p. 99.

Popescu C., Theodorescu N., Dogeanu N. : **Omogenizarea făinii în procedeul uscat de fabricație a cimentului**, nr. 9—10, p. 536.

Vasiliev Gh. : **Variația unor parametri caracteristici ai cuptoarelor rotative în raport cu mărirea dimensiunilor lor**, nr. 9—10, p. 556.

Zaharia L., Dimitrescu C. : **Noi linii tehnologice de fabricație a cimentului realizate în Republica Socialistă România**, nr. 2, p. 94.

FOLOSIREA DE NOI MATERIALE DE CONSTRUCȚII

Băcanu M. : **Introducerea betoanelor de granulit la prefabricarea clădirilor de locuit**, nr. 9—10, p. 498.

Cherchez M. V., Comănescu J. S. : **Introducerea wollastonitului în masele ceramice. Principale caracteristici și aplicații tehnologice în industria materialelor de construcții**, nr. 9—10, p. 544.

Dumitrescu N. Fl. : **Sticla profilată și utilizarea ei**, nr. 9—10, p. 552.

Gurgui C. : **Contribuții la realizarea finisării superioare a construcțiilor**, nr. 9—10, p. 550.

Popovici M., Dragomirescu E. : **Problemele folosirii gazbetonului la plăci de acoperiș de 6 m lungime, la construcții industriale**, nr. 12, p. 668.

Voina N., Velica P., Schiller E. : **Unele probleme privind betoanele cu polimeri**, nr. 9—10, p. 506.

ORGANIZAREA, ECONOMIA ȘI PLANIFICAREA CONSTRUCȚIILOR

Belfert I., Ceară I., Florescu M., Stoica M. : **Contribuții la perfecționarea bazelor metodologice de normare tehnică a muncii în construcții**, nr. 1, p. 47.

Belfert I., Cristea M., Drăgoi Gh. : **Indici de productivitate în unități naturale pentru construcția halelor industriale cu un singur nivel din prefabricate de beton armat**, nr. 11, p. 617.

Chitic C. : **Din experiența Trustului 1 Construcții — București privind aplicarea metodei ,,drumului critic'' la lucrările de construcții industriale și agrozootehnice**, nr. 7, p. 330.

Găvozdea I. : **Studiu comparativ asupra productivității muncii în unități naturale pe diferite structuri de locuințe la construcțiile realizate în cartierul Grigorescu — Cluj**, nr. 4, p. 215.

Pătulea M., Lazăr S. : **Unele aspecte ale introducerii aplicării metodei drumului critic la planificarea și urmărirea lucrărilor de execuție din cadrul M.C.I.C.R.**, nr. 9—10, p. 478.

Rădulescu I. : **Fixarea termenelor contractuale prin metoda drumului critic la lucrările de reparații capitale și curente în construcții**, nr. 1, p. 27.

Ștefănescu I., Lazăr S. : **Folosirea programării dinamice la optimizarea soluțiilor în proiectarea și organizarea lucrărilor (I)**, nr. 1, p. 36.

STUDII ȘI CERCETĂRI

D'Albon G., Groper M. : **O metodă electroacustică de măsurarea deformațiilor**, nr. 8, p. 415.

Appeltauer I., Bota V., Gioncu V. : **Problema stabilirii sortimentului minim al profilelor cu pereți subțiri formate la rece pentru elemente de construcții**, nr. 8, p. 417.

Belfert I., Ceară I., Florescu M., Stoica M. : **Contribuții la perfecționarea bazelor metodologice de normare tehnică a muncii în construcții**, nr. 1, p. 47.

Brătescu V., Borza N., Hristoforov Al. : **Considerații asupra înnădirii barelor de oțel-beton prin suduri cu cochilii curbe (suduri în baie)**, nr. 2, p. 57.

Coandă S., Damian C., Popeea Gh. : **Încercări asupra sensibilității la coroziune a unor tipuri noi de armături pentru beton precomprimat**, nr. 7, p. 374.

Dumitrescu I., Lefter : **Aprecierea omogenității betonului pe baza datelor măsurătorilor nedistructive**, nr. 5—6, p. 297.

Făcăoaru I. : **Aspecte ale microfisurării și ruperii betonului la compresiune determinate cu ajutorul măsurătorilor cu ultrasunet**, nr. 7, p. 359.

Mihail N. : **O metodă pentru evaluarea aptitudinii la tratarea termică a betoanelor**, nr. 9—10, p. 512.

Mihăilescu St. : **Contribuții la studiul betonierelor cu amestecare forțată**, nr. 1, p. 41.

Mihul A., Patraș M. : **Cercetări asupra spalierilor din beton pentru vița de vie**, nr. 7, p. 364.

Moraru D., Barbu I. : **Observații asupra unor construcții de pe litoral privind coroziunea în climat marin**, nr. 3, p. 150.

Onea N. : **Cercetarea calității betoanelor prin folosirea combinată a ultrasunetelor și a extragerilor de carote**, nr. 12, p. 629.

Păunel E., Florea E., Onu C., Groll L. : **Observații de laborator privind îndepărtarea igrasiei din construcții aplicînd principiul electrodrenării**, nr. 9—10, p. 530.

Păunel E., Ciobanu C., Tacu Gh., Mateescu N. : **Procedeul electric de uscare în industria ceramicii**, nr. 9—10, p. 532.

Rühle H. : **Unele rezultate importante în construcția plăcilor curbe subțiri**, nr. 7, p. 367.

Ștefănescu I., Lazăr S. : **Folosirea programării dinamice la optimizarea soluțiilor în proiectarea și organizarea lucrărilor (I)**, nr. 1, p. 36.

Ștefănescu-Goangă A. : **Observații critice referitoare la utilizarea sclerometrelor pentru determinarea rezistenței la compresiune a betonului**, nr. 5—6, p. 300.

Suler S., Gertler R. : **Factori de care depinde introducerea unoi pachetizări valabile pe întregul circuit pentru materialele de zidărie**, nr. 12, p. 656.

Vasiliu D. : **Unele aspecte privind stabilirea compoziției betonului**, nr. 5—6, p. 307.

Vasiliu D. : **Betoane cu granulozitate discontinuă**, nr. 9—10, p. 519.

Voina N., Velica P., Schiller E. : **Acțiunea agresivă a dibutilftalatului asupra betoanelor**, nr. 8, p. 437.

Voina N., Velica P., Schiller E. : **Unele probleme privind betoanele cu polimeri**, nr. 9—10, p. 506.

Weissenberg M. : **Date experimentale în legătură cu aderența dintre beton și armătură la execuția în cofraje glisante**, nr. 9—10, p. 523.

Weiszfeiler E. : **Despre scăderea rezistenței de marcă a betonului datorită tratamentului termic**, nr. 9—10, p. 516.

DIVERSE

Brătescu V., Borza N., Hristoforov Al. : **Considerații asupra înnădirii barelor de oțel-beton prin suduri cu cochilii curbe (suduri în baie)**, nr. 2, p. 57.

Chiricuța A. : **Nivelul științific în 1900 al Școlii naționale de poduri și șosele în ceea ce privește rezistența materialelor**, nr. 11, p. 569.

Cotta N. : **Contribuții privind calculul iluminatului natural al clădirilor, prin ferestre**, nr. 11, p. 596.

Ivan D., Ghimeș V. : **Comportarea la oboseală a șuruburilor pretensionate folosite în construcții metalice**, nr. 4, p. 218.

Viecelli A., Butnaru E. : **Posibilități de pozare a rețelelor subterane orășenești în galerii edilitare**, nr. 5—6, p. 242.

NOTE

Racoviță M. : **Elemente spațiale în formă de umbrelă folosite în construcția halelor industriale universale**, nr. 5—6, p. 312.

NOTE DOCUMENTARE

Procedee tehnice moderne la executarea izolațiilor hidrofuge, nr. 1, p. 52.

Încărcarea din acțiunea vîntului a acoperișurilor ,,multiple'', nr. 1, p. 53.

Castel de apă de mare capacitate, nr. 1, p. 54.

Benzi pentru înclinații mari și cu margini ondulate, nr. 1, p. 54.

Bolți precomprimate pentru o construcție industrială, nr. 1, p. 55.

Executarea în 35 de zile a structurii de rezistență a unei clădiri cu 25 etaje, nr. 1, p. 55.

Sită de laborator cu jet pentru determinarea fineții de măcinare a cimentului, nr. 1, p. 56.

Rampă elicoidală pentru garaj, nr. 2, p. 108.

Acoperiș din sticlă spongioasă pentru un depozit frigorific, nr. 2, p. 109.

O structură robustă, nr. 2, p. 109.

Sculptură integrată în arhitectură, nr. 2, p. 110.

Clădire suspendată, nr. 2, p. 110.

Boltă din aluminiu și plastic, nr. 2, p. 111.

O centrală termică originală, nr. 2, p. 111.

Un oțel protejat de rugina sa, nr. 2, p. 112.

Sprijinire insuficientă, nr. 2, p. 112.

Nou sistem de rezervoare pentru produse petroliere, nr. 3, p. 164.

Noi tipuri de construcții pentru fabrici de zahăr, nr. 3, p. 165.

Pod din elemente prefabricate de mari dimensiuni, nr. 3, p. 166.

Accidente în construcții, nr. 3, p. 167.

Un nou tip de lagăr de alunecare pentru mori tubulare, nr. 3, p. 167.

O nouă soluție constructivă pentru clădiri înalte în S.U.A. nr. 3, p. 167.

Nou sanatoriu pe malul mării în U.R.S.S., nr. 5—6, p. 319.

Noi tipuri de castele de apă în Anglia, nr. 5—6, p. 320.

Uzină construită cu ajutorul a patru tipuri de elemente prefabricate, nr. 7, p. 380

Sistem de prefabricate folosit la garajele subterane, nr. 7, p. 381.

Pod de oraș cu o travee, cu deschiderea curbă, nr. 7, p. 382.

Viaducte în munți, nr. 7, p. 383.

Pod cu patru travee construit în consolă peste Vltava, nr. 7, p. 383.

Stabilizarea unui teren alunecător prin ancorarea în subsol, nr. 7, p. 384.

Noua casă a radiodifuziunii franceze, nr. 8, p. 441.

Construcția noii clădiri a operei din Sidney, nr. 8, p. 442.

Clădiri de locuit la Chicago, nr. 8, p. 444.

Imobilul-turn Nobel, nr. 8, p. 445.

Sală de sport originală, nr. 8, p. 446.

Betonul, un material nobil, nr. 9—10, p. 564.

Ziduri decorative luminoase, nr. 9—10, p. 565.

Un sistem original de încălzire, nr. 9—10, p. 565.

Cunoașterea materialelor plastice, nr. 9—10, p. 566.

Acoperiș precomprimat pentru un coliseum modern, nr. 9—10, p. 567.

Prefabricarea pe bandă a panourilor mari, nr. 11, p. 623.

Ansamblu de locuințe din elemente prefabricate spațiale, nr. 11, p. 624.

Procedee originale pentru construirea unui imobil antiseismic, nr. 12, p. 675.

Produse chimice pentru curățirea fațadelor, nr. 12, p. 676.

Noua clădire pentru mașini electronice, nr. 12, p. 677.

CRONICA

* * * **Expoziția britanică de instrumente științifice, industriale și medicale — București, 26 oct. — 2 nov. 1965**, nr. 1, p. 51.

E. Botea : **Cel de al VI-lea Congres internațional pentru mecanica pămînturilor și fundații**, nr. 2, p. 101.

* * * **Expoziția Rank Xerox**, nr. 2, p. 106.

Soare M. : **Structuri din plăci curbe subțiri în practica inginerească. Tendințe pentru simplificarea proiectării și execuției**, nr. 3, p. 158.

Ivanoff M. : **Conferința de la Bratislava (12—14 octombrie 1965) în problema montării conductelor din material plastic**, nr. 5—6, p. 315.

Petrescu A. : **Probleme actuale ale instalațiilor de încălzire și ventilare**, nr. 5—6, p. 315.

* * * **Expoziția societății poloneze ,,Polimex''**, nr. 9—10, p. 562.

* * * **Expoziția tehnică finlandeză**, nr. 9—10, p. 563.

* * * **Reuniunile RILEM**, nr. 11, p. 621.

* * * **Expoziția de mașini de birou a Republicii Democrate Germane**. nr. 11, p. 621.

RECENZII

Melnicov P. : **Dezvoltarea construcțiilor metalice**, nr. 2, p. 106.

Vatajina V. I., Munț V. O., Pankcratov V. F. ș.a. : **Materiale de etanșare pentru elemente de construcție**, nr. 2, p. 107.

Schultz R., Kopatsch H. : **Acoperișuri, planșee și pereți construiți cu Siporex**, nr. 3, p. 162.

* * * **Blocurile spațiale pentru construcții industriale**, nr. 3, p. 163.

Solomon O., Ionescu I., Enculescu M., Mihai, I. : **Compuși macromoleculari în construcții hidrotehnice și lucrări speciale**, nr. 4, p. 224.

Gheorghiu Al. : **Statica construcțiilor (vol. II)**, nr. 5—6, p. 316.

Csonka P. : **Membrane, nr.** 5—6, p. 317.

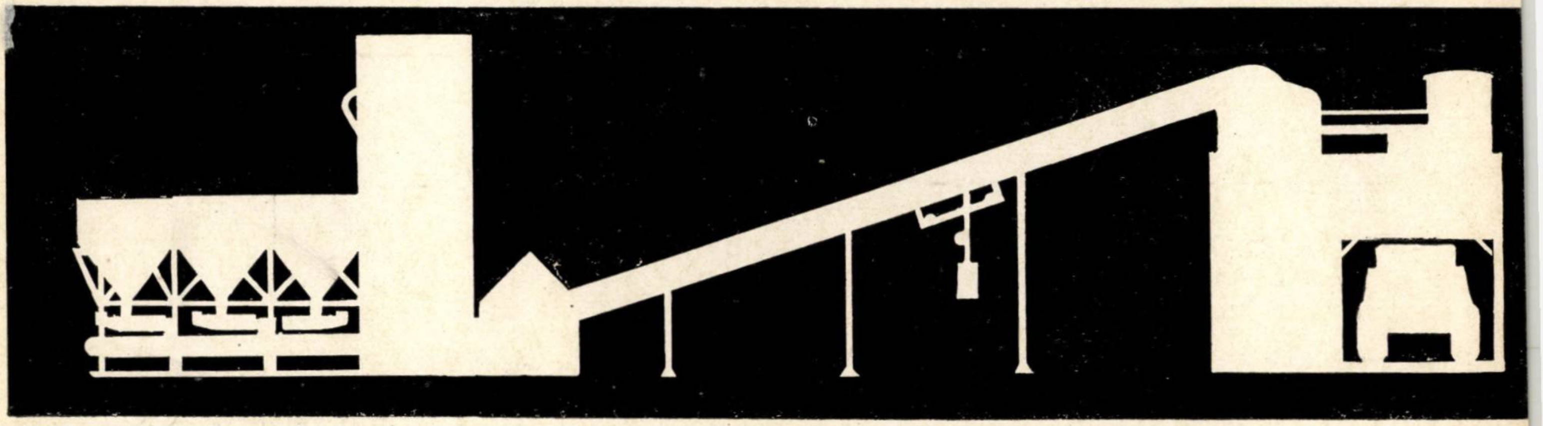
Laszlo Mohacsy : **Metode actuale de cofrare**, nr. 5—6, p. 318.

Zaruba Q., Vachtl J., Pokorny M. : **Bazele geologiei și ale petrografiei pentru facultățile de construcții**, nr. 7, p. 384.

Means E. R., Parcher V. J. : **Proprietățile fizice ale pămînturilor**, nr. 8, p. 440.

I. Făcăoaru, C. Negoiță, A. Bernarth : **Măsuri și control cu ultrasunete**, nr. 11, p. 622.

ORSZÁGOS MŰSZAKI KÖNYVTÁR ÉS DOKUMENTÁCIÓS KÖZPONT 1883



C-780

CENTRALA DE BETON C—780

Dacă pentru construirea

- AUTOSTRĂZILOR ŞI AMENAJĂRILOR HIDRAULICE
- AERODROMURILOR ŞI TUNELELOR
- PODURILOR ŞI CONSTRUCŢIILOR AGRICOLE

trebuie să produceţi 200 m^3 de beton pe zi, vă recomandăm centrala de beton automatizată cu funcţionare continuă C-780.

Prepararea betoanelor uscate şi plastice, aprovizionarea cu ciment prin diverse tipuri de mijloace de transport, montajul şi demontajul în timp de 5 zile, echipamentul fiind alcătuit din subansambluri mari, iată calităţile care asigură un vast cîmp de aplicare centralei de beton C-780 oferită de

V/O MACHINOEXPORT

Pentru informaţii detaliate asupra condiţiilor de livrare a centralelor de beton, adresaţi-vă la

V/O MACHINOEXPORT, MOSCOVA V

330, MOSFILMOVSKAIA 35 ● TELEX 170

MACHINOEXPORT

1967 JUL 29

nünchritzer silikone

VEB CHEMIEWERK NÜNCHRITZ

8401 Nünchritz 2, Kreis Riesa
Republica Democrată Germană

contraquin

La Tîrgul din LEIPZIG - 1967
DRESDNER HOF III STOCK

Informaţii privind importul prin
PETROLEXPORT
BUCUREŞTI — STR. GABRIEL PERI, 2

CONTRAQUIN
Un procedeu de protejare contra intemperiilor, aplicabil la orice tip de construcţie

CONTRAQUIN
permite să se prevină deteriorările din îngheţ-desgheţ, petele de umezeală, eflorescenţele, murdărirea, formarea de alge şi muşchi, de ciuperci şi bureţi, deteriorările datorite agenţilor atmosferici, gazelor provenite de la unităţile industriale şi atmosferei marine, formarea condensului

CONTRAQUIN
un produs verificat, pe bază de siliconi, utilizat la protejarea construcţiilor
un produs al
VEB CHEMIEWERK NÜNCHRITZ
Protejarea construcţiilor se realizează prin stropire, vopsire sau inversare.
Soluţia Contraquin diluată în apă conduce în scurt timp la formarea unei pelicule invizibile de siliconi — permeabilă pentru aer dar cu efect hidrofob.

CONTRAQUIN NS 11 şi NH 31
(anterior denumite CONTRAQUIN I şi L)
pentru toate materialele poroase produse de industria silicaţilor precum: zidării de cărămidă, betoane şi tencuieli, ţigle de acoperiş, piatră naturală şi blocuri artificiale

CONTRAQUIN NS 14
(anterior denumit CONTRAQUIN IV)
special pentru construcţii utilizînd lianţi pe bază de ipsos sau anhidrit, pentru plăci de ipsos sau glaçit